F 1503/5

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

L: 040733

Tomul XXXI (XXXV)

Fasc. 1–4

Secţia V

CONSTRUCŢII ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

1985

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXXI (XXXV)

Fasc. 1 — 4

Secţia V

CONSTRUCŢII
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

1985

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. dr. CAMELUŢA BELDIE (preşedinte)
Prof. dr. ing. ADRIAN RADU
Prof. dr. ing. M. GAFIŢANU
Conf. dr. ing. D. LIUŢE
Prof. dr. doc. D. MANGERON
Prof. dr. ing. GH. MAXIM
Acad. prof. dr. doc. CRISTOFOR SIMIONESCU
Prof. dr. doc. GH. CHIRIŢĂ
Prof. dr. doc. VALERIU BLIDARU

COMITETUL DE REDACŢIE
AL SECŢIEI
V. CONSTRUCŢII.
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

Conf. dr. ing. CONSTANTIN IONESCU
Prof. dr. ing. CHIRIL POPESCU
Conf. dr. ing. PAULICĂ RĂILEANU
Conf. dr. ing. FLORIN POTERAŞU

REDACŢIA

Prof. dr. doc.
DUMITRU MANGERON
(redactor responsabil)
Prof. dr. ing. HUGO ROSMAN
(secretar)
Conf. dr. ing.
FLORIN POTERAŞU
(secretar adjunct de redacţie)
ECATERINA IRIMIEA
(tehnoredactor)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1–4 1985

Secţia V

CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

SUMAR

Pag

V.-F. POTERAŞU, N. MIHALACHE şi GH. IONESCU, Concentrarea tensiunilor termice în jurul golurilor pentru nituri în nodurile grinzilor cu zăbrele, studiată cu metoda elementelor finite (engl., rez. rom.) 9

V. FOCŞA şi G. FOCŞA-ATANASIU, Determinarea caracteristicilor dinamice ale planşeelor pentru izolarea la zgomotul din impact (germ., rez. rom.) 15

R. SARDINO şi C. BOGOS, Comportarea higrotehnică a unor soluţii noi de elemente de închidere pentru depozite frigorifice (germ., rez. rom.) 21

D. PRECUPANU, Consideraţii privind proiectarea optimă a grinzilor neomogene (franc., rez. rom.) 27

P. RĂILEANU, V. MUŞAT şi V. GRECU, Evaluarea probabilistică a ruperii versanţilor plani infiniţi (rom., rez. engl.) 31

D. PRECUPANU şi E. NEACŞU, Cu privire la rigiditatea la rotire a barei dublu încastrate, pretensionată la extremităţi (rom., rez. franc.) 37

C. JANTEA, Determinarea stării de eforturi într-o şaibă multiplu conexă prin calcul automat (rom., rez. germ.) 43

GH. NISTOR, Contribuţii la calculul vectorului spaţial de deformaţie şi deplasare a construcţiilor folosind măsurări geodezice (franc., rez. rom.) 47

E. BÂRSAN, E. JAKSCH, şi V. VÂSCU, Comportarea ţevilor din PVC dur cu perete profilat la presiune internă şi etanşeitate (germ., rez. rom.) . . . 55

A. GORINCIOIU, L. GROLL şi M. RUJANU, Cercetări asupra porozităţii şi rezistenţelor mecanice la mortare expuse în medii sulfatice şi magneziene (germ., rez. rom.) 61

N. POPOVICI, Consideraţii privind soluţionarea evacuării debitelor de viitură de la un torent de apă şi piatră (franc., rez. rom.) 67

I. GIURMA şi V. HOGEA, Amplasarea lacurilor de acumulare în funcţie de procesul de colmatare (engl., rez. rom.) 73

ŞT. POPESCU, O. ALEXANDRESCU şi D. LEU, Asupra oportunităţii considerării caracteristicilor mecanice ale maşinilor în optimizarea funcţionării ansamblului staţie de pompare–reţea (franc., rez. rom.) 77

pag.

V. TOBOLCEA şi I. SÂRBU, Optimizarea amplasamentului captării şi a traseului unei magistrale de aducţiune cu ajutorul programării dinamice (germ., rez. rom.) 85

V. ZAVATI, V. HOGEA, A. MITROI, Program de calcul hidraulic pentru podeţe cu profil rectangular (franc., rez. rom.) 91

D. LOGHIN, O formă mai completă pentru relaţia celerităţii (engl., rez. rom.) 95

CH. POPESCU şi J. PATRAŞ, Capacitatea cîtorva culturi succesive de a valorifica apa şi îngrăşămintele (franc., rez. rom.) 99

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXXI (XXXV), Fasc. 1–4 1985

Section V

CONSTRUCTIONS. LAND RECLAMATION

CONTENTS

	Pp.
V.-F. POTERAŞU, N. MIHALACHE and GH. IONESCU, Thermal Stress Concentration around the Holes for Rivets in the Knots of Truss Bars by Finite Element Method (English, Romanian summary)	9
V. FOCŞA und G. FOCŞA-ATANASIU, Bestimmung der dynamischen Trägheitseigenschaften der Fußbodenbeläge für Stoßlärm (German, Romanian summary)	15
R. SARDINO und C. BOGOS, Hygrothermisches Verhalten neuer Lösungen für Abschlußelemente der Kühllagerräume (German, Romanian summary)	21
D. PRECUPANU, Considérations sur le dimensionnement optimal de la section des poutres hétérogènes (French, Romanian summary)	27
P. RĂILEANU, V. MUŞAT and V. GRECU, Probabilistic Estimation of the Failure of Infinite Plane Slopes (Romanian, English summary)	31
D. PRECUPANU et E. NEACŞU, La rigidité à la rotation de la barre double encastrée, précontrainte aux extrémités (Romanian, French summary)	37
C. JANTEA, Bestimmung des Spannungszustandes in einer Lochplatte mit Hilfe von EDV (Romanian, German summary)	43
GH. NISTOR, Contributions au calcul du vecteur spatial des déplacements et déformations des constructions en utilisant des mesures géodésiques (French, Romanian summary)	47
E. BÂRSAN, E. JAKSCH und V. VÂSCU, Das Verhalten der PVC-hart-Rohre mit profilierter Wandung bei Innendruck- und Dichtigkeitsprüfung (German, Romanian summary)	55
A. GORINCIOIU, L. GROLL und M. RUJANU, Untersuchungen bezüglich der Porosität und der mechanischen Festigkeiten der Mörtel in sulfat- und magnesiumhaltigen Medien (German, Romanian summary)	61
N. POPOVICI, Considérations concernant la solution pour l'évacuation des débits de crue d'un torrent d'eau et des galets (French, Romanian summary)	67
I. GIURMA and V. HOGEA, The Placement of the Reservoir Lakes, taking into Account the Silting Process (English, Romanian summary)	73
ŞT. POPESCU, O. ALEXANDRESCU et D. LEU, Sur l'opportunité de la considération des caractéristiques mécaniques des machines dans l'optimisation du fonctionnement de l'ensemble station de pompage–réseau (French, Romanian summary)	77

Pp.

V. TOBOLCEA und I. SÂRBU, Optimierung des Platzes einer Fassung und der Linie einer Leitungsmagistrale mit Hilfe der dynamischen Programmierung (German, Romanian summary) 85

V. ZAVATI, V. HOGEA et A. MITROI, Programme de calcul hydraulique des ponceaux à profil rectangulaire (French, Romanian summary) 91

D. LOGHIN, A more Complete Form for Celerity Relation (English, Romanian summary) 95

CH. POPESCU et J. PATRAȘ, La capacité de quelques cultures successives de valorifier l'eau et les engrais (French, Romanian summary) 99

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXXI (XXXV), Вып. 1–4 1985

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. МЕЛИОРАЦИЯ

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

В.-Ф. ПОТЕРАШУ, Н. МИХАЛАКЕ и Г. ИОНЕСКУ, Расчет концентрации термических напряжении вокруг отверстий заклепки в узлах решетных стержень при помощи конечных элементов (англ., рез. рум.) 9

В. ФОКША и Г. ФОКША-АТАНАСИУ, Определение динамических харакрeристиков плитов для изоляции против ударного шума (нем., рез. рум.) 15

Р. САРДИНО и К. БОГОС, Хигротермические поведение некоторых новых решений оградающих злементов для холодильных складов (нем., рез. рум.) 21

Д. ПРЕКУПАНУ, К. вопросу об оптимальной проектирований сечения неоднородных балок (франц., рез. рум.) 27

П. РЭИЛЯНУ, В. МУШАТ и В. ГРЕКУ, Вероятностная оцена разрушений плоскостных бесконечных откосов (рум., рез. англ.) . . . 31

Д. ПРЕКУПАНУ и Э. НЕАКШУ, Жесткость при врашений двояко вставленой предварительно напряженной балки (рум., рез. франц.) 37

К. ЖАНТЯ, Определение состояния усилий в соединенной кратной шайбе автоматическим расчетом (рум., рез. нем.) 43

Г. НИСТОР, Вклады вычисления пространственного вектора дéформаций и смещении сооружении при помощи геодезических измерений (франц., рез. рум.) 47

Э. БЫРСАН, Э. ЯКШ и В. ВЫСКУ, Поведение туб из твердого поливинил-хлорида с профилированными стенами на вниутреннее давление и водонепроницаемости (нем., рез. рум.) 55

А. ГОРИНЧОЮ, Л. ГРОЛЛ и М. РУЖАНУ, Исследование на пористость и механические сопротивления растворов в сульфатных и магнитных средах (нем., рез. рум.) 61

Н. ПОПОВИЧ, Рассмотрения о решении выпуска паводковых расходов от одного потока воды и самней (франц., рез. рум.) 67

И. ДЖУРМА и В. ХОДЖА, Расмещение водохранилищ в зависимости от процесса замления (англ., рез. рум.) 73

ШТ. ПОПЕСКУ, О АЛЕКСАНДРЕСКУ и Л. ДОБРИКЭ, О некоторых механических характеристик насосных эгретов для оптимизаций функционирования насосных станций — иригационная сеть (франц., рез. рум.) 77

Стр.

В. ТОБОЛЧЯ и И. СЫРБУ, Оптимизация рассположение каптажа и путь водовадной магистрали с помощу динамического програмирования (нем., рез. рум.) 85

В. ЗАВАТИ, В. ХОДЖЯ и А. МИТРОЙ, Программа гидравлического расчета для мостиков с прямоугольным профилем (франц., рез. рум.) 91

Д. ЛОГИН, Более совершенная форма для скорости распространения волных в трубах (англ., рез. рум.) 95

К. ПОПЕСКУ и Ж. ПАТРАШ, Способность некоторых повторных культур использовать воду и удобрения (франц., рез. рум.) . . 99

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C. 624.04

THERMAL STRESS CONCENTRATION AROUND THE HOLES FOR RIVETS IN THE KNOTS OF TRUSS BARS BY FINITE ELEMENT METHOD

BY

VICTOR-FLORIN POTERAȘU, NICU MIHALACHE and GH. IONESCU

1. Introduction

The stresses concentration that can appear around the holes for rivets in the working conditions of a truss bars under the influence of a 70°C temperature variation and stretching effort that appears from the external loads that action on the truss will be studied in this paper. Taking into account the stresses that appear from the diagonal force the effect of the stresses from the temperature variation that can not be neglected will be superposed. This study will be done be means of Finite Element Method (FEM). In order to point out the concentration of stresses around the holes a more refined division in this area will be done and a more rare division in the farther areas will be done (the zooming procedure). The 1st rank and the 2nd rank isostatics will be traced and will be compared with the directions of the ones obtained by means of photoelastometric methods. The thermal analysis will be done in the elastic domain of the material there will be calculated the stresses around the holes from the stretching action of the diagonal and from the temperature in order to point out the influence of the temperature on the stress state in the bar and in the gusset between the diagonal and the boom of the truss. The appearance of the stresses generated by the temperature variation is determined by the adopted statical scheme, that must be as closer as possible to the actual behaviour of the model. There will be underlined too the concentrations of stresses by the presence of the isochromatics obtained on a model made of an active optical material. There will be underlined by means of FEM, the S a i n t-V e n a n t principle, that can be underlined by means of photoelastometrical methods too.

2. Termoelasticity by Finite Element Method

For thermal stress problems, we assume that materials are linearly elastic and the displacements are infinitesimal. Force equilibrium equations for the stress components in the domain can be written as

$$\sigma_{ij,j}+b_i=0, \tag{1}$$

where b_i are the body force components and σ_{ij} are the components of stresses tensor.

Strain—displacements relationship (C a u c h y's equations) are

$$\varepsilon_{ij}=\frac{1}{2}(u_{i,j}+u_{j,i}). \tag{2}$$

Stress—strain relationships with initial stresses σ_{ij} are expressed by

$$\sigma_{ij}=\lambda\delta_{ij}\varepsilon_{ll}+2\mu\varepsilon_{ij}+\sigma^0_{ij}, \tag{3}$$

where δ_{ij} is K r o n e c k e r's delta and λ, μ are L a m é's constants, namely :

$$\lambda=\frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu),}, \quad \mu=\frac{E}{2(1+\nu)}. \tag{4}$$

From Eq. (3) we have the following relationships with initial strains

$$\varepsilon_{ij}=\frac{-\lambda}{2\mu(3\lambda+2\mu)}\delta_{ij}\sigma_{ll}+\frac{1}{2\mu}\sigma_{ij}+\delta_{ij}\varepsilon^0_{ij}. \tag{5}$$

In case of thermal stress the initial stresses are given by [4] :

$$\sigma^0_{ij}=-\beta\delta_{ij}\varepsilon^0_{ij}, \tag{6}$$

where

$$\beta=3\lambda+2\mu, \quad \varepsilon^0_{ij}=\alpha\Delta T, \tag{7}$$

in which : α — dilatation coefficient and ΔT—the temperature variation. For plane stress problems, equation (3) can be reduced to

$$\sigma_{ij}=\lambda'\delta_{ij}\varepsilon_{ll}+2\mu\varepsilon_{ij}+\sigma^{0'}_{ij}, \tag{8}$$

where

$$\lambda'=\frac{2\mu}{\lambda+2\mu}\lambda, \quad \sigma^{0'}_{ij}=\frac{2\mu}{\chi+2\mu}\sigma^0_{ij}. \tag{9}$$

Substitutions of Eq. (2) in (8) and of the resulting equation in (1) lead to

$$(\lambda'+\mu)u_{j,ji}+\mu u_{i,jj}+b_i=0. \tag{10}$$

Equation (10) becomes

$$\frac{\mu}{1-2\nu'}u_{j,ji}+\mu u_{i,jj}+b_i=0, \tag{11}$$

where μ is the shear modulus and $\nu'=\nu/(1+\nu)$ for plane stress problem.

If the specific strain components from temperature and exterior loads are known we can utilise the virtual work expression [1] :

$$\int_\Omega(\delta\varepsilon^{*T}\sigma-\delta u^{*T}b)d\Omega-\delta d^{*T}f=0, \tag{12}$$

where σ are the stress tensor components, $\delta\varepsilon^{*T}$—the specific strain components given by the exterior loads and temperature, δu^{*T}—the displacement components, f—exterior force components and δd^{*T}—virtual displacements. In the discretization numerical processus of the structure, the displacements δu^* and the strains $\delta\varepsilon^*$ have the following expressions:

$$\delta u^* = N\delta d^*, \quad \delta\varepsilon^* = B\delta d^*, \tag{13}$$

where N and B are respectively the usual matrix of shape functions and the elastic strain matrix. After the calculations of the stiffness matrices of every finite element, we obtain the global stiffness matrix by assembly relation

$$\int_\Omega \delta d^{*T}(B^T\sigma - N^T b) - \delta\delta^{*T} f = 0\ ; \quad \int_\Omega B^T\sigma\, d\Omega - \int_\Omega N^T b\, d\Omega = f. \tag{14}$$

In the exemple to be shown are used finite isoparametric elements with for knots for which the function of N type in the local system of coordinates is

$$N_i(\xi, \eta) = \tfrac{1}{4}(1+\xi\xi_i)(1+\eta\eta_i). \tag{15}$$

For elements that work in plane state stress, the specific strains from the exterior forces and temperature variation are given by

$$\varepsilon^e = \sum_{i=1}^{r} B_i^{(e)} d_i^{(e)}, \tag{16}$$

where B is the strain matrix for elements in state plane stress with:

$$[B_i^{(e)}] = \begin{bmatrix} \left(\dfrac{\partial N_i}{\partial x}\right)^{(e)} & 0 \\ 0 & \left(\dfrac{\partial N_i}{\partial y}\right)^{(e)} \\ \left(\dfrac{\partial N_i}{\partial y}\right)^{(e)} & \left(\dfrac{\partial N_i}{\partial x}\right)^{(e)} \end{bmatrix}. \tag{17}$$

and

$$[d_i^{(e)}] = \begin{bmatrix} u_i^{(e)} \\ v_i^{(e)} \end{bmatrix}, \tag{18}$$

$$d\Omega^{(e)} = h^{(e)} \det J^{(e)}\, d\xi\, d\eta. \tag{19}$$

With the above specifications we can write the relation between strains and stresses in the form

$$\sigma^{(e)} = D^{(e)} \left(\sum_{j=1}^{r} B_j^{(e)} d_j^{(e)} \right). \tag{20}$$

Then the contribution from the element e to the first term in (14) is given by

$$(21)\qquad \sum_{j=1}^{r} K_{ij}^{(e)} d_i^{(e)} = \int_{\Omega^{(e)}} [B_i^{(e)}]^T D^{(e)} \left(\sum_{j=1}^{r} B_j^{(e)} d_j^{(e)} \right) d\Omega,$$

where $K_{ij}^{(e)}$ is the submatrix of the element stiffness matrix $K^{(e)}$. The submatrix $K_{ij}^{(e)}$ can be calculated with the relation

$$(22)\qquad K_{ij}^{(e)} = \int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} [B_i^{(e)}]^T D^{(e)} B_j^{(e)} h^{(e)} \det J^{(e)} d\xi\, d\eta.$$

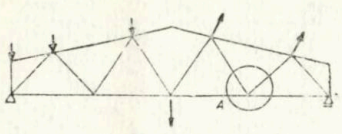
These integrals are usually solved numerically introducing some weighting factors. Numerically can be solved the second integral from (14) as well as the free term, for example

$$(23)\qquad fB_i^{(e)} = \int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} [N_i^{(e)}]^T b^{(e)} h^{(e)} \det J^{(e)} d\xi\, d\eta.$$

With the corresponding developments can be done computer program to solve these types of engineering problems [1].

3. Numerical Example

The Finite Element Method can be used to solve the more complex engineering problems. The paper will point out the behaviour of the gusset under the action of the stresses from the diagonals and from the temperature variation. For the solution we take into account the triss beam having the static scheme and the loadings given in Fig. 1. The study of the stress state was done for the gusset from the knot *A* (Fig. 1) by means of FEM.



Fig, 1. — Static scheme.

The gusset with the dimensions established before was divided in 168 quadrilateral elements and 204 knots. The 11 holes for the rivets are necessaries for attaching the diagonal compressed and stretched. For the stretched diagonal the total load of 6 250 daN was equally distributed to the four rivets and for the compressed diagonal the total load of 16 250 daN was equally distributed to seven rivets. The thickness of steel is 2 cm. In the rivets area was done a more fine discretization in order to point out the stress concentration (Fig. 2).

Analysing the stress state in the gusset given by the exterior loads and for the temperature variation $T = 70°C$ we can notice increasing of the stresses in the stretched area and diminishing the values of the stresses in the compressed area of the embedded part (Fig. 3) approximatively 15%. The stresses variation in the elements *36*, *20* and *5* obtained by FEM are given in Fig. 4. There is noticed an increasing of the stresses in the hole area (the element *36*) as compared with the element *20* of about 318% greater to shear stresses and 450% greater to normal stresses in the direction y. The first rank and the second rank isostatics are shown in Fig. 5.

There is noticed a direction of the principal stresses flux in the direction of action of the two diagonals. The stress concentrations in principal stresses values determine the appearance of the plastic areas.

As the steel has the same behaviour to stretching and to compression we are particularly interested in the order of apparition of plastic hinges. Working out the numerical data there resulted the order of the appearance of the plastic hinges given in Fig. 6. The lines that mark the plastic areas traced by FEM coincide with the isochromatics obtained by using photoelastometrical way. In Fig. 6 is shown the deformation of the gusset and the maximum values of the nodal points displacements.

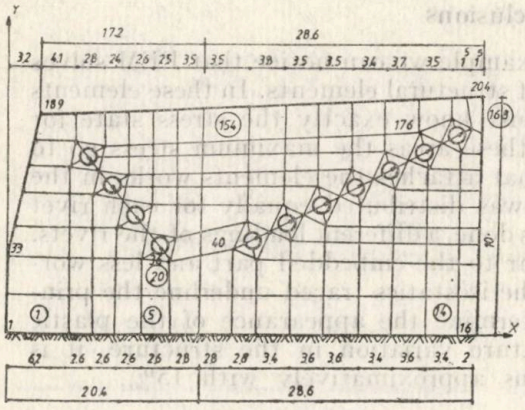


Fig. 2. — Discretization by FEM.

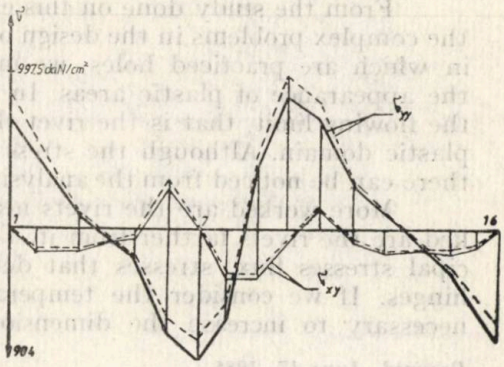


Fig. 3. — State Stress in Gusset Embedded Part
– – – – with the temperature variation ;
———— without the temperature variation

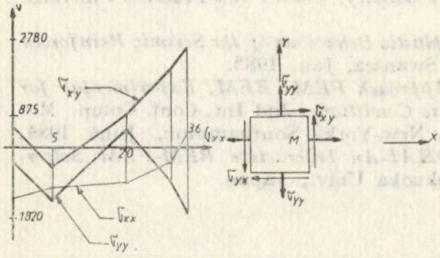


Fig. 4. — Stresses concentrations in the elements *5*, *20*, *36*.

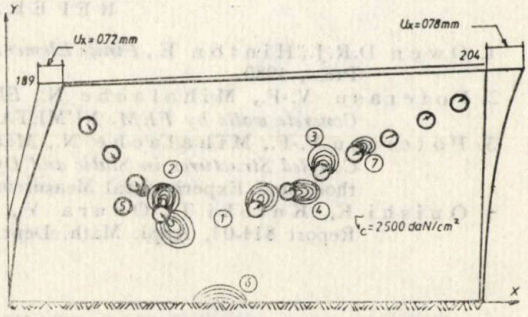


Fig. 5. — Isostatics : ———S_1 and ... S_2.

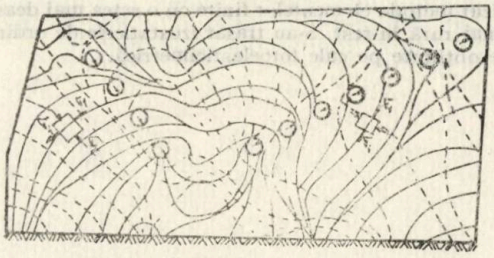


Fig. 6. — The plastic of zone order. The deformation form.

4. Conclusions

From the study done on this example we can notice that FEM solves the complex problems in the design of structural elements. In these elements in which are practiced holes, we must know exactly the stress state for the appearance of plastic areas. In these areas the maximum stress go to the flowing limit, that is the rivet that attaches the elements works in the plastic domain. Although the stress was distributed equally for each rivet there can be noticed from the analysis done, a different loadings of the rivets.

More worked are the rivets near to the embedded part and less worked are the rivets farther from it. The isostatics traced underline the principal stresses flux, stresses that determine the appearance of the plastic hinges. If we consider the temperature variation in the structure, it is necessary to increase the dimensions approximatively with 15%.

Received, June 17, 1985

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Mechanics and
Strength of Materials,
Department of Structural Mechanics
and
ICPROM, Jassy

REFERENCES

1. Owen D.R.J., Hinton E., *Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice*. Pineridge Press, 1980.
2. Poteraşu V.-F., Mihalache N., *Elasto-plastic Behaviour of the Seismic Reinforced Concrete walls by FEM*. NUMETA 85, Swansea, Jan. 1985.
3. Poteraşu V.-F., Mihalache N., *Mixed Approach FEM. BEM, Experimental for Coupled Structures in Static and Dynamic Conditions*. 2nd Int. Conf. Comp. Methods and Experimental Measurements, New-York—Southampton, June 1984.
4. Onishi K,, Kuroki T., Ohura Y., *KYOKAI-An Interactive BEM-FEM Solver*. Report 814-01, Appl. Math. Dept., Fukuoka Univ., Japan.

CONCENTRAREA TENSIUNILOR TERMICE ÎN JURUL GOLURILOR PENTRU NITURI ÎN NODURILE GRINZILOR CU ZĂBRELE STUDIATĂ CU METODA ELEMENTELOR FINITE

(Rezumat)

Se studiază concentrarea tensiunilor în jurul golurilor pentru nituri sub influenţa unei temperaturi de 70°C şi a unui efort de întindere care apare datorită acţiunii încărcărilor exterioare. Pentru analiză s-a utilizat metoda elementelor finite cu o reţea mai deasă în vecinătatea zonelor de concentrări şi una mai rară în rest. S-au trasat izostaticele de ordinul întîi şi doi, comparîndu-se cu rezultatele obţinute pe cale fotoelasticimetrică.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.K. 624.07

BESTIMMUNG DER DYNAMISCHEN TRÄGHEITSEIGENSCHAFTEN DER FUSSBODENBELÄGE FÜR STOSSLÄRM

VON

VIRGIL FOCŞA und GABRIELA FOCŞA-ATANASIU

1. Einführung

Die Eigenschaften der Fußbodenbeläge und der Einheit Decke—Fußbodenbelag bezüglich der Isolierung gegen Stoßlärm und im Allgemeinen unter Wirkung mechanischer Schwingungen sind von der Eigenschwingungsperiode der Bauteile, der Resonansfrequenz, von den Eigenpulsationswerten, den Eigenschwingungsformen und den elastischen Baustoffdämpfungseigenschaften abhängig.

Die Isolation der Decken und der Fußbodenbeläge unter Stoßlärm hängt von der dynamischen Steifigkeit der Baustoffe und der dazugehörigen Bauteile ab, was in Falle biegebeanspruchter Tragwerke durch den dynamischen Steifigkeitskoeffizient, der Form :

$$k_d = \frac{E_d}{h}, \quad [\mathrm{daN/m^3}], \tag{1}$$

ausgedrückt werden kann, wobei : E_d — das dynamische Elastizitätsmodul der Decke oder Fußbodenplatte, [daN/m²], und h — die Fußbodenbelagdicke, [m], sind.

Die Ermittlung des Beitrags bei dynamischer Wirkung des Fußbodenbelags unter Stoßlärm benötigt einerseits die Analyse der Deckendämpfung (ohne Belag) und andererseits jene der vollständigen Struktur, Decke — Fußbodenbelag.

Der Einfluß des Fußbodenbelags auf die Stoßlärmdämpfungskapazität hängt von der Eigenschwingungsfrequenz der Deckenplatte und deren Masse (m) ab und kann durch die Gleichung :

$$f_{rez} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k_d}{mh}}, \quad [\mathrm{Hz}], \tag{2}$$

ausgedrückt werden.

Für weiche Fußbodenbeläge tritt eine Verbesserung der akustischen Isolationskapazität für Frequenzwerte (f), größer als die Baustoffrezonanzfrequenz (f_{rez}) auf ; der Isolationszuwache laut Gleichung :

$$\Delta L_p = 10 \log \left(\frac{f}{f_{rez}} \right)^4 = 40 \log \frac{f}{f_{rez}} \tag{3}$$

beträgt 12 dB/Oktave.

2. Theoretische Betrachtungen

Die theoretische Analysis der Deckenquerschwingungen ohne Belag wird durch Gleichung

$$D \Delta^2 u_1 + m_1 \frac{\partial^2 u_1}{\partial t^2} = 0 \tag{4}$$

ausgedrückt, wobei : u_1 — die Vertikalverschiebung der Deckenmaße, [m], D_1 — die Biegesteifigkeit der Decke, t — Zeit (Variable), sind.

Im Falle der Decken-Belagstruktur, sind die Gleichungen der Querschwingungen der Decke mit der Masse m_1 und des Fußbodenbelags mit der Masse m_2 durch die Gleichungen

$$D_1 \nabla^4 u_1 + m_1 \frac{\partial^2 u_1}{\partial t^2} + K_1 (u_1 + u_2) = F_t, \quad D_2 \nabla^4 u_2 + m_2 \frac{\partial^2 u_2}{\partial t^2} - K_2 (u_1 - u_2) = 0, \tag{5}$$

ausgedrückt, in welchen : u_2 — die Vertikalverschiebung der Masse m_2, D_2 — die Biegesteifigkeit der Schwimmplatte, F_t — die Schwingerregerkraft, K_1, K_2 — dynamische Steifigkeit der Decke bzw. des Bodenbelags sind.

Das mechanische Model des Schwingsystems, Rohdecke unde Decke—Bodenbelagstruktur, wird in Abb. 1 gezeigt.

Das Schwingungeverhalten der Baumaterialien hängt von den viskoelastischen, elastoplastischen und viskoselastoplastischen Eigenschaften ab, für welche die dynamischen Elastizitätsmodule (Längsmodul—E_d und Quermodul—G_d) verschiedene Werte aufweisen.

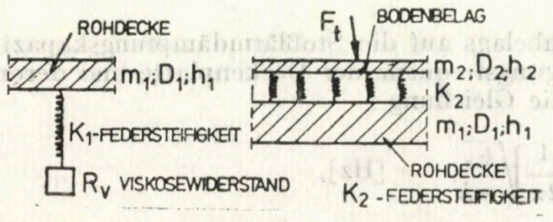


Abb. 1

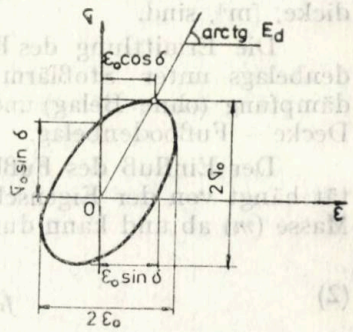


Abb. 2

Bei harmonischen Beanspruchungen, welche die Gleichung:

$$\sigma = \sigma_0 e^{i\omega t} \tag{6}$$

ausgedrückt werden, erscheinen spezifische harmonische phasenverschobene Verformungen:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 e^{i(\omega t - \delta)}, \tag{7}$$

wobei δ den Phasenunterschied zwischen den Spannungen und den spezifischen Verformungen darstellt.

Unter diesen Bedingungen wird der komplexe Elastizitatsmodul M^* entsprochend dem Ausdruck (Abb. 2) definiert:

$$M^* = \frac{\sigma^*}{E} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\delta} = M_1(\omega) + iM_2(\omega). \tag{8}$$

Die komplexen Länges- (E^*) und Querelastizitätsmodule (G^*), können folgendermassen ausgedrückt werden:

$$E^* = E_d + iE_2,\ G^* = G_d + iG_2. \tag{9}$$

Die Gl. (9) können auch in der Form:

$$E^* = E_d(1 + i\eta),\ G^* = G_d(1 + i\eta), \tag{10}$$

ausgedrückt werden, wobei η der Innenverlustfaktor ist, und die Materialdämpfung im elastischen Bereich folgendermassen ausdrückt:

$$\eta = \frac{E_2}{E_d} = \frac{G_2}{G_d} = 2\nu. \tag{11}$$

Die Gleichungen (11) zeigen, daß der dynamische Elastizitätsmodul für viskoelastische Materialien von der Frequenz abhängt.

Für elastoplastische Materialien (Abb. 3) wird der komplexe Längselastizitätsmodul folgendermassen ausgedrückt:

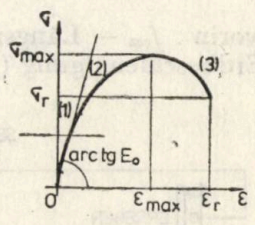


Abb. 3

$$E^* = \frac{\sigma}{\varepsilon} = Ed(u + iv) \tag{12}$$

wobei

$$E_d = E_0 = \lim_{\varepsilon \to 0} \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \tag{13}$$

und u, v — Konstanten abhängig von der rheologischen Verhalten der Materialien sind.

Für Baustoffe mit viskoelastischen und elastoplastischen Eigenschaften, wird der dynamische Elastizitätsmodul, für einen Punkt der Hysterezisschleife, durch den Ausdruck:

$$E_d = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \tag{14}$$

definiert.

Der Frequenzzuwachs beeinflußt die Größe des dynamischen Elastizitätsmodule, welche sich dem augenblicklichen Modulwert annähert.

3. Verfahren zur experimentellen Ermittlung des dynamischen Elastizitätsmoduls

Fussend auf der Deffinition des dynamischen Elastizitätsmoduls, kann man diesen prinzipiell durch Zerstörungsmethoden, auf Grund der Bestimmung der $\sigma - \varepsilon$-Kurve und durch zerstörungsfreie Methoden auf Grund der Fortpflanzung der elastischen Wellen, erhalten.

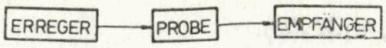


Abb. 4

Im Folgenden werden zwei von den Verfasser verwendeten Methoden gezeigt u.z. : a) die Resonanzmethode ; und b) die Methode des komplexen Elastizitätsmoduls. Die Resonanzmethode, für Materialien mit kleiner Dämpfung, beruht auf der Bestimmung der Resonanzfrequenz durch Erregen der Probe mit Längsschwingungen (Abb. 4).

Bei dieser Methode verwendet man folgende Apparate : a) Frequenzgenerator ; b) elektrodynamischer Erreger ; c) Detektor ; d) Verstärker und Vorverstärker mit verschiedenen Filtern ; e) Meßgerät für Auslenkung, Geschwindigkeit oder Beschläunigung (analogisch oder digital).

Der dynamische Elastizitätsmodul, kann auf Grund der Resonanzfrequenz, durch folgenden Ausdruck, bestimmt werden :

$$E_d = K f_{rez}^2 l^2 \frac{\rho}{g}, \qquad [\mathrm{daN/m^3}], \tag{15}$$

worin : f_{rez} — Längsresonanzfrequenz, [Hz], l — Probekörperlänge, [m], g — Erdbeschleunigung (9,81 m/s²), ρ — spezifisches Materialgewicht, [daN/m³].

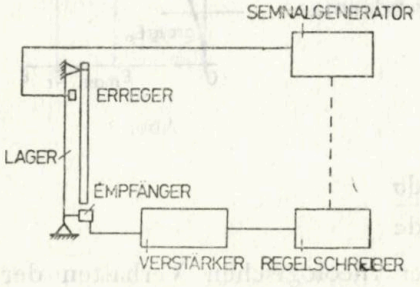


Abb. 5

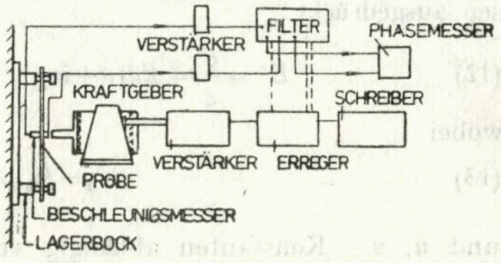


Abb. 6

Die Methode des komplexens Elastizitätsmodulus, welche bei viskoelastischen oder elastoplastischen Materialien angewendet werden kann, fuß auf der Erregung der Probe auf Längs- oder Biegeschwingungen (Abb. 5) bis zur Resonanzfrequenz, um die reale E_d - Komponente, auf Grund der Beziehung :

$$E_d = 0{,}48\pi^2\rho\left(\frac{l^2}{h}\cdot\frac{f_n}{K_n^2}\right)^2, \text{ [daN/m}^3\text{]}, \tag{16}$$

zu bestimmen. In obenangegebener Gleichung bedeuten: h — Probehöhe, [m], f_n — Resonanzanfrequenz für den n-ten Schwingmodus, [Hz], K_n — Koeffizient abhängig von dem Eigenschwingungsmodus.

Für Materialien mit viskoelastischen Eigenschaften, ist es zweckmäßig die Proben biegeschwingzuerregen, unter Anwendung folgender Apparatur: a) Signalgenerator, b) Schwingungserreger, c) Kraft oder Weggeber (Beschleunigungsmesser), d) Meß- und Kontrollverstärker, e) Apparate für die Registrierung der dynamsichen Probenantwort, f) Phasenmesser.

Die Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmodul, abhängig von der Phasenverschiebung zwischen der Erregerkraft und der Verschiebungsantwort (Abb. 6) der Probe, kann durch folgenden Ausdruck erhalten werden:

$$E_d = \frac{P_0}{Y_0}\left(\cos\varphi + \frac{4\pi^2 f_{rez}^2 lA\rho}{2}\right)\frac{2l^2}{I\pi^4}, \text{ [daN/m}^3\text{]}, \tag{17}$$

in welchem: P_0 — Schwingungskraftamplitude, [daN]; Y_0 — Verschiebungsamplitude des Kraftangriffspunktes auf der Probe, [m]; l — Probenlänge, [m]; A — Probenquerschnitt, [m²]; I — Querschnittsträgheitsmoment, [m⁴]; φ — Phasenverschiebung zwischen dem Erreger- und Antwortskreis, [Grad oder Rad].

Für Plastmassen, welche für Fußbodenbeläge verwendet werden, werden prinzipiell die obengenannten Methoden angewendet, mit der Bemerkung daß die zylindrische Probe mit zwei Zusatzmassen m_1 und m_2 verbunden ist, welche an ein steifes Lager durch unausdehnbaren Seilen befestigt wird.

Der dynamische Elastizitätsmodul wird auf Grund der Rezonanzfrequenz aus der Probenantwortkurve, auf Grund des Ausdruckes:

$$E_d = \frac{4\pi^2 l m f_{rez}^2}{A}, \tag{18}$$

bestimmt, wobei: m — die reduzierte Masse, [kg⁻¹], berechnet durch

$$\frac{1}{m} = \frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} \tag{19}$$

darstellt.

4. Schlußfolgerungen

Die obenangegebenen zerstörungsfreien experimentellen Bestimmungsmethoden des dynamischen Elastizitätsmoduls, können sowohl für die Tragstrukturen der Betondecken (auch Leichtbeton), für steife oder elastische Bodenbeläge als auch für Schichtbauweise (Decke und Beläge) für die

Bewertung der Stoßlärmisolationskapazität sowohl für Rohdecken als auch für die Bestimmung des Belagseinflußes bezüglich der Schalldämpfung angewendet werden.

Eingegangen am 21. Mai 1985

Technische Hochschule, Jassy,
Lehrstuhl für Bauwerke
und
Lehrstuhl für Mechanik der Bauwerke

LITERATURVERZEICHNIS

1. Buzdugan Gh., *Izolarea antivibratorie a maşinilor*. Ed. Acad. R.S.R., Buc., 1980.
2. Cremer L., Heckl N., *Körperschall*. Springer Verlag, Berlin, 1967.
3. Focşa V., *Higrotermica şi acustica clădirilor*. EDP, Buc., 1975.
4. Eude J. Cl., *Contribution à l'étude de la structure en dalle flotante*. Marseille, 1974.
5. Negoiţă Al., Focşa V. u.a., *Clădiri civile*. EDP, Buc., 1977.
6. Negoiţă Al., Focşa V., Biborosch L., *Asupra metodelor de determinare a rigidităţii dinamice a materialelor utilizate la pardoseli*. Rev. Construcţii, **1** (1983).
7. Atanasiu G., *Contribuţii privind comportarea dinamică a elementelor structurale din beton armat*. Dokt. Diss., TH Jassy, 1984.

DETERMINAREA CARACTERISTICILOR DINAMICE ALE PLANŞEELOR PENTRU IZOLAREA LA ZGOMOTUL DIN IMPACT

(Rezumat)

Se efectuează o analiză a metodelor experimentale de determinare a rigidităţii dinamice şi a capacităţii de amortizare în domeniul elastic a betonului greu şi uşor, permiţînd evaluarea practică a izolării la zgomotul din impact a elementelor de planşee şi pardoseli din clădiri.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.K. 624.07

HYGROTHERMISCHES VERHALTEN NEUER LÖSUNGEN FÜR ABSCHLUSSELEMENTE DER KÜHLLAGERRÄUME

VON

RODICA SARDINO und C. BOGOS

1. Einführung

Die Einführung neuer Lösungen für Abschlußelemente für Kühllagerräume und deren vielseitigen Verwändung benötigt in erster Reihe das Studium ihres hygrothermischen Verhaltens vor allem wegen den schwierigen spezifischen Arbeitsbedingungen dieser Räume, u.z.: sehr kleine Werte der Innenlufttemperatur ($\leqslant -22°C$), hohe Temperaturen der Außenflächen im Sommer (wegen der Sonnenbestrahlung), hohe relative Feuchtigkeitswerte der Aussenluft ($\geqslant 90\%$).

Ein solches theoretisches und experimentelles Studium, bezüglich neuer Lösungen von Abschlußelementen, welche von IPCT, Bukarest, entworfen worden sind, wird im folgenden vorgestellt.

Die untersuchten Lösungen (Abb. 1), sind:

Außenwand, Lösung *1* (Verputz 0,03 m, Wärmedämmschichte aus Polystyren 0,33 m, Wasserdampfschranke I IA 1 100 + TSA 2 000, vorgefertigte Stahlbetonplatte in Kastenbauweise mit 0,05 m Plattenstärke, Sonnenblende aus Eternitwellplatten).

b) Außenwand, Lösung *2* (verzinktes Stahltrapezblech 0,001 m, Polyuretan 0,05 m, Polystyren 0,18 m, Polyuretan 0,05 m, verzinktes Stahltrapezblech 0,001 m).

c) Flachdecke (vorgefertigtes Dachelement Typ ECP mit 0,08 m Plattenstärke, Welleternit, Wärmedämmschichte aus Polystyren 0,384 m, Wasserdampfschranke, zweilagig aus Glasfasern, einbituminiert, Wasserdampfschranke 1 IB + 1 ALB2 + 4 Mastik, weiße Emailfarbe, Welleternit, 10 cm Perlitbeton für Beschwerung, Wasserdämmschichte $3\,p+1\,c+5$ Mastik, weiße Emailfarbe).

Die schwierigsten Arbeitsbedingungen für solche Gebäude erhält man für die Sommerperiode (hohe Werte der Temperatur der Aussenluft, Sonnenbestrahlung und bedeutende tägliche Veränderungen), sodaß die äußeren berücksichtigten Klimaparameter der Sommerperiode entsprechen.

2. Theoretisches Studium

Es wurde das hygrotermische Verhalten der Abschlußelemente unter Bezugsnahme folgender Aspekte untersucht : a) das Verhalten im thermisch nichtstationären Zustand ; b) thermisches Feld im stationären Zustand, dreidimensional ; c) Verhalten bei der Diffusion des Wasserdampfes.

2.1. Das Verhalten der Abschlußselemente im thermisch unstationären Zustand

Für ein homogänen Bereich und eindirektionelle Wärmeübertragung, ist die Gleichung der Wärmeübertragung im nichtstationären Zustand, für die Sommerperiode, folgende :

$$\frac{\partial \theta}{\partial \tau} = a \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2}, \tag{1}$$

wobei : a ist der thermische Diffusivitätskoeffizient des Materials, [m²/h] ; θ — Temperatur, [°C] ; τ — Raumkoordinate, [m].

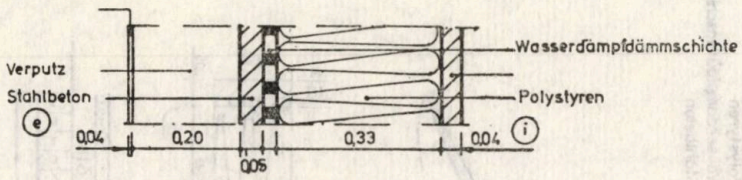
Die Integration der differentiellen Gleichung (1) erfolgte unter Annahme der charakteristischen Feuchtigkeitsbedingungen mit Hilfe der Methode der finiten Differenzen, explizites Schema mit zwei Zeitniveaus. Die so erhalten algebraischen Gleichungen lösste man unter Anwendung des Rechenprogramms TEMSTRAT [1], welches die Bestimmung der thermischen Charakteristika der homogenen und nichthomogenen Bauelemente ermöglicht, u.z. im eingestellten periodischer Zustand und eindirektionell. Es ist so möglich die Belastung der Kälteanlage zu bestimmen wobei man auch das Verhalten der Materialien, welche bei hohen Temperaturen oder Temperaturschwankungen empfindlich sind, analysieren kann.

Man zog folgende klimatischen Parameter in Betracht : a) Temperatur der Innenluft, $\theta_i = -22°C$; b) Temperatur der Aussenluft und Sonnenbestrahlung für den Monat Juli und Bezirksstadt Jassy (laut STAS 6 648-70 „Belüftungs- und Klimanlagen. Klimatische Aussenparameter").

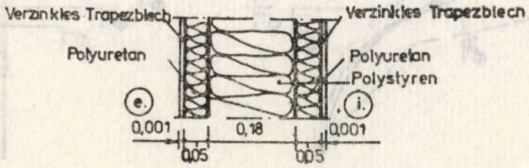
In den Abb. 2 und 3 sind die Variationskurven der Temperatur in verschiedenen Querschnitten für die Lösung *1* der Außenwand dargestellt, unter Berücksichtigung (oder Nichtberücksichtigung) der Anwesenheit der Aussenwelleternitplatte, welche als Sonnenblende wirkt.

Die äußere Stahlbetonschichte mit thermischer Akkumulationskapazität und vor allem der hohe Wert des Wärmeübertragungswiderstandes, ($R_0 = 7{,}93$ m² °C/W), bedingt einen hohen Wert des Dämpfungskoeffizienten der konventionellen Aussentemperaturschwankungen ($\nu = 159{,}84$, Tabelle 1). Die Anwesenheit der Sonnenblende aus Welleternit führt zum Anwachsen dieser Charakteristika ($v = 396{,}40$). Als Folge ist die Temperatur der Aussenfläche, θ_{si}, praktisch konstant, was für die Belastung der Kühlanlage im Sommer vorteilhaft ist.

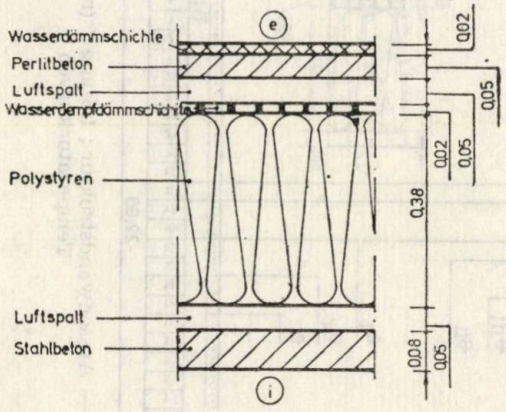
Zieht man die Empfindlichkeit der Polystyrenwärmedämmschichte für hohe Temperaturen in Betracht, so ist die Variationskurve deren Temperatur auf der Aussenfläche aufschlußreich (θ_{II}). Man kann den günstigen Einfluß der Sonnenblende beobachten, was zu einer Verkleinerung des Temperaturmaximas auf 16,49°C führt.



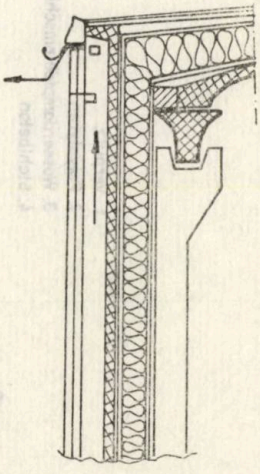
Wandstruktur, Lösung 1



Wandstruktur, Lösung 2



Dachstruktur



Kreuzung Wand-Dach

Abb. 1. — Untersuchte Strukturen.

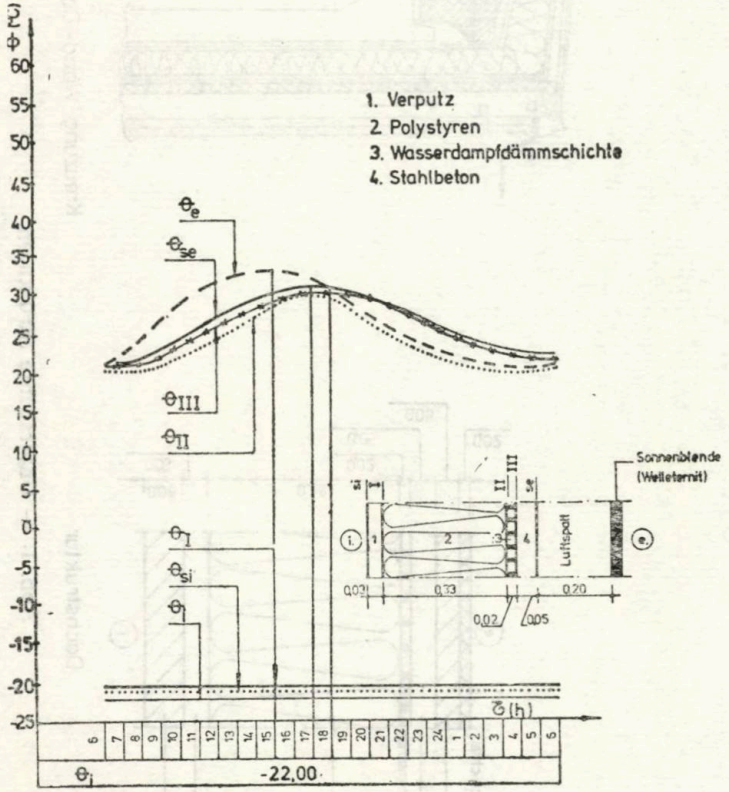


Abb. 3. — Aussenwandstruktur ; Lösung *1* (mit Sonnenblende) ; Temperaturkurven.

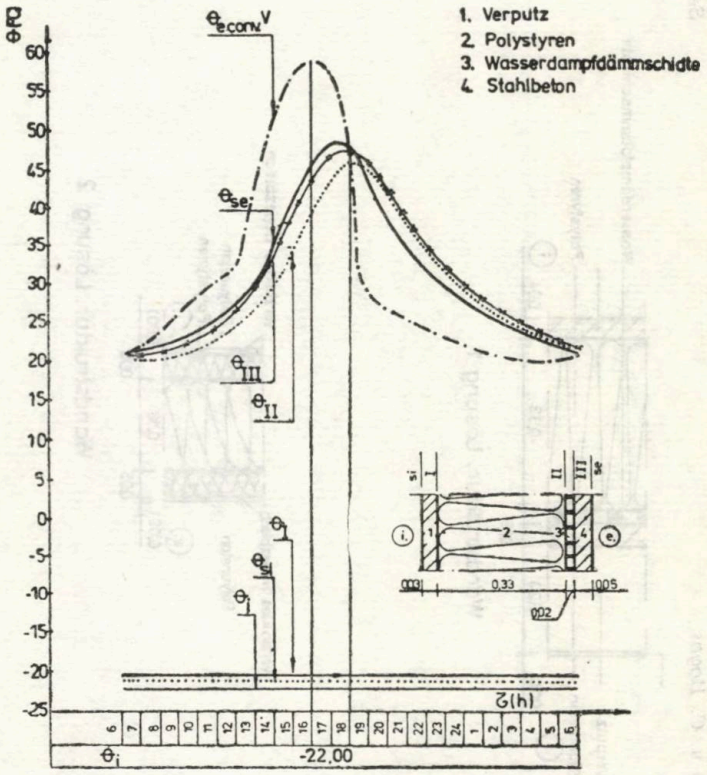


Abb. 2. — Aussenwandstruktur ; Lösung *1* (ohne Sonnenblende) ; Temperaturkurven.

Tabelle 1

Hygrothermische Charakteristika der Strukturen

Strukturen		Teoretische Untesuchungen			Wasserdampfdiffusion	Experimentelle Untersuchungen	
		Thermisches Feld nichtstationäres Zustand eindirektionel	Thermisches Feld ; stationäres zustand			Thermisches Feld ; stationäres Zustand	
			eindirektionel	dreidirektionel		eindirektionel	dreidirektionel
Aussenwand Lösung *1*	Mit Sonenblende	$A_{\theta si} = 0{,}05$ $\nu = 396{,}4$ $A_{\theta II} = 4{,}66°C$ $\theta_{II\max} = 29{,}65°C$	$R_0 = 7{,}93$ m² °C/W	$R_{p\text{med}} = 4{,}90$ m² °C/W	Es entsteht keine Tauwasserbildung in der warmen Jahreszeit. In der Struktur sammelt sich kein Tauwasser an. Es entsteht kein Tauwasser an der Innenfläche.	$R_0 = 7{,}93$ m²° C/W	$R_{p\text{med}} = 5{,}84$ m²° C/W
	Ohne Sonenblende	$A_{\theta si} = 0{,}124°C$ $\nu = 159{,}84$ $A_{\theta II} = 12{,}74°C$ $\theta_{II\max} = 46{,}14°C$					
Aussenwand Lösung *2*		$A_{\theta si} = 0{,}285°C$ $\nu = 69{,}54$ $\theta_{se\max} \cong \theta_{II\max} = 58{,}58°C$ $A_{\theta se} \cong A_{\theta IX} = 19{,}41°C$	$R_0 = 6{,}53$ m² °C/W		In der Struktur sammelt sich jährlich Tauwasser an.	$R_0 = 6{,}53$ m² °C/W	
Flachdach			$R_0 = 9{,}67$ m² °C/W	$R_{p\text{med}} = 6{,}20$ m² °C/W	Dt. Aussenwand Lösung *1*	$R_0 = 9{,}67$ m² °C/W	$R_{p\text{med}} = 7{,}08$ m² °C/W

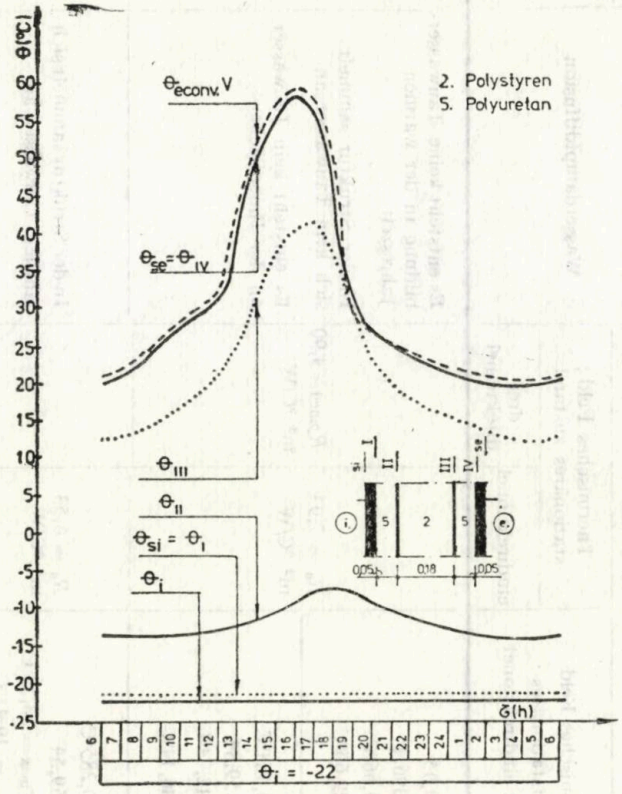


Abb. 4. — Aussenwandstruktur ; Lösung 2, Temperaturkurven verzinktes Trapezblech.

In Abb. 4 werden die Temperaturvariationskurven für verschiedene Querschnitte für Lösung *2* der Außenwand wiedergegeben. Auch diese Struktur zeigt hohe Werte des thermischen Wärmeübertragungswiderstandes (R_0=6,53 m² °C/W) und somit des Dämpfungskoeffizienten (ν=69,54, Tabelle 1). Als Folge, ist die Temperatur der Innenfläche praktisch konstant (Amplitude $A_{\theta_{si}}$=0,285°C, ist aber doch größer als jene der Lösung *1*). Der kleinere Wert des Dämpfungskoeffizienten ist durch den kleineren Wert des Wärmeübertragungswiderstandes bedingt und das Fahlen von Schichten mit großer Wärmeakkumulationskapazität mit zweckmässiger Lage.

Das Fehlen einer Wärmeakkumulationsschichte, in Außenlage vor der Wärmedämmschichte, führt zu höheren Werten des Temperaturmaximas deren Aussenfläche, $\theta_{se\max}=\theta_{IV\max}$=58,58°C und der Amplitude $A_{\theta_{se}}=A_{\theta_{IV}}$=19,41°C. Von diesem Gesichtspunkt aus sind die Gebrauchseigenschaften der Lösung *2* unter denen der Lösung *1*.

Die Optimisierung der Struktur ist möglich durch Aussenanordnung, vor der Wärmedämmschichte einer Schichte mit folgenden Charakteristika : a) große Wärmeakkumulationskapazität ; b) hoher Wert des Reflexionskoeffizienten der Sonnenstrahlung ; c) Sonnenblenderolle (Schaffung einer Struktur mit einer aussen gut belüfteten Schichte).

Die obengenannten Lösungen kann man kombinieren.

2.2. Thermisches Feld im stationären Zustand, dreidimensionel

In bestimmten Gegebenheiten (nichtgleichförmige Temperatur der Oberfläche, einer bestimmten Geometrie, Unhomogenität der verwendeten Materialien) ist der Wärmefluß durch die Bauelemente nicht mehr eindirektionel sondern zwei- oder dreidimensionel. Dies ist der Fall bei der Kreuzung zwischen der Aussenwand und dem Flachdach, eine Zone wo sich die Wärmeübetragung intensifiziert und wo eine Verkleinerung des Wärmeübertragungswiderstandes auftritt. Es folgt als in der Sommerperiode ein Anwachsen der Wärme in dieser Zone und das Anwachsen der Kühlleistungsbelastung der Kühllagerräume.

Die Differentialgleichung der Wärmeübertragung ist in diesem Fall :

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\lambda\frac{\partial\theta}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\lambda\frac{\partial\theta}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(\lambda\frac{\partial\theta}{\partial z}\right)=0. \tag{2}$$

Die Wärmeleitfähigkeit, λ, ist also eine Funktion der Raumkoordinaten x, y, z.

Für die Lösung der Gleichung (2), unter Bezugnahme der charakteristischen Feuchtigkeitsbedingungen, verwendete man das Rechenprogramm SPATERM [3], dessen Algorhytmus der Integrationsmethode der finiten Differenzen entspricht.

Die berücksichtigten klimatischen Parameter sind : a) Temperatur der Innenluft, $\theta_i=-22$°C ; b) konventionelle Aussenlufttemperatur, θ_{econ}=40°C.

In der Kreuzungszone zwischen der Aussenwand (Lösung *1*) und Dach (mit einer Länge der Aussenwand von 0,75 m, 0,75 m Höhe und 0,90 m Dachbreite) ist der Wärmeübertragungswiderstand kleiner und

fällt auf $R_{pmed} = 4{,}90$ m² °C/W, vergleichsweise zu $R_0 = 7{,}93$ m² °C/W im laufenden Querschnitt und für das Dach ist die Verkleinerung $R_{pmed} = 6{,}20$ m² °C/W vergleichsweise zu $R_0 = 9{,}67$ m² °C/W im laufenden Querschnitt, (Tabelle 1).

2.3. Verhalten unter Wasserdampfdiffusion

Für die Veriffizierung des Verhaltens der Abschlußelemente unter Wasserdampfdiffusion, berücksichtigte man die Vorschriften der Norm STAS 6 472/4-75 „Hygrothermik. Verhalten der Bauelemente unter Wasserdampfdiffusion".

Man nahm das thermische und hygrische Feld eindirektionel stationär an. Die grapho-analytische Berechnungsmethode beruht lezter endes auf dem Vergleich der Sättigungsdruckkurve, p_s, mit der der realen Drücke, p_v. Es erfolgt keine Tauwasserbildung in der Struktur, in einer gegebenen Periode, wenn in jedem Querschnitt x, die Gleichung

$$p_s > p_{vx}, \tag{3}$$

erfüllt ist.

Unter Betrachtnahme der Dauer eines Jahres (unter Annahme der jährlichen Temperaturmittelwerte und der relativen Luftfeuchtigkeit der Aussenluft), ist die Gleichung (3) erfüllt, sodaß man annimmt das die Struktur ein zufriedenstellendes Verhalten aufweißt da sich jährlich nicht Tauwasser ansammelt.

Man untersuchte die Möglichkeit der Tauwasserbildung in der Sommerperiode, unter Annahme folgender Parameter :

a) Temperatur der Innenluft, $\theta_i = -22$°C ;

b) Temperatur der Aussenluft für die Sommerperiode der klimatischen Zone *I* ($\theta_e = 22$°C) und *III* ($\theta_e = 28$°C) ;

c) relative Feuchtigkeit der Innenluft, $\varphi_i = 90\%$;

d) relative Feuchtigkeit der Aussenluft, $\varphi_e = 80\%$.

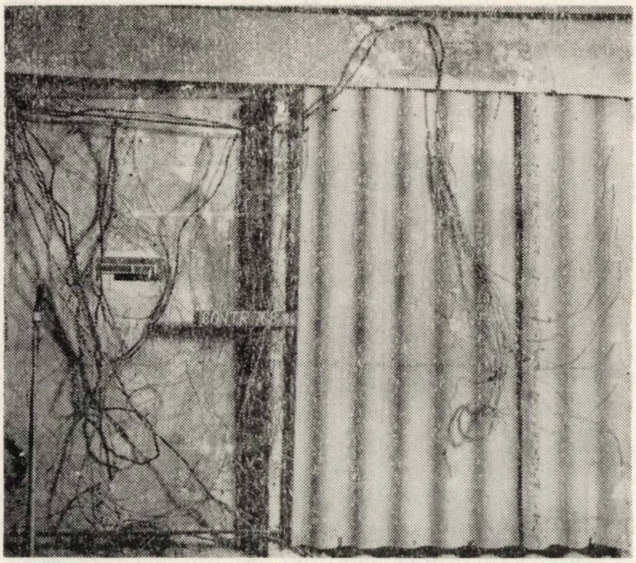
In der Hypothese der Tauwasserbildung in einer anderen Jahreszeit, untersuchte man die Möglichkeit der jährlichen Tauwasserakkumulation, unter Annahme der Jahresdurchschnittstemperatur für die klimatischen Zonen *I* ($\theta_{med} = 10{,}5$°C) und *III* ($\theta_{emed} = 7{,}5$°C).

Die Lösung *1* für die Aussenwand und die Flachdachlösung zeigen ein gutes Verhalten unter Wasserdampfdiffusion (Tabelle 1) u.z. : a) es entsteht keine Tauwasserbildung in der Struktur in der warmen Jahreszeit ; b) in der Struktur sammelt sich jährlich kein Tauwasser an ; c) es entsteht keine Tauwasserbildung auf der Innenfläche.

Für die Lösung *2* besteht die Möglichkeit einer jährlicher Tauwasserakkumulation (vor allem bei einer unfachgemässen Ausführung wo die Möglichkeit besteht, daß in die Aussenschichte Wasserdämpfe in die Struktur eindrigen können).

Die Aussenwandoptimisierung ist durch eine zweckmäßige Anordnung der Schichten möglich, unter Berücksichtigung deren Wasserdampfpermeabilität (in der Reihenfolge von der warmen zur kalten Oberfläche der Schichten mit kleinerwerdendem Wasserdampfdiffusionswiderstand).

a



b

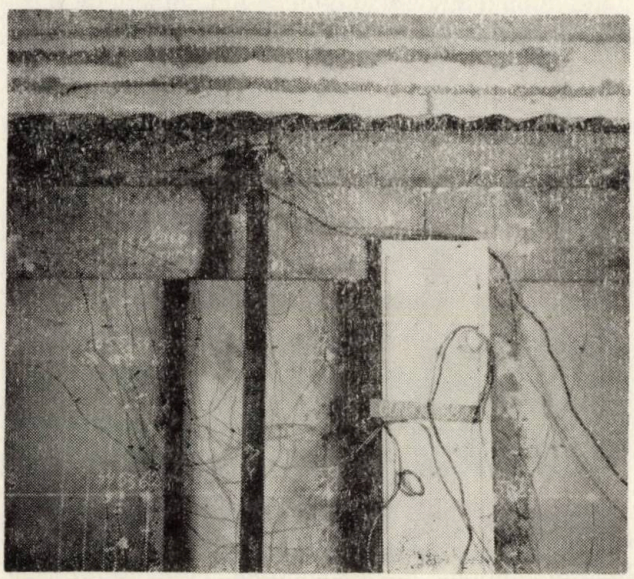


Abb. 5. — Untersuchtes Modell in der hygrothermischen Versuchsanstal : *a* — Ansicht von der Seite des waren Raumes ; *b* — Ansicht von der Seite des kalten Raumes.

3. Experimentelles Studium

Das experimentelle Studium erfolgte in der hygrothermischen Versuchsanstalt der Filiale ICCPDC, Jassy, wobei für den Kreuzungsbereich zwischen der Aussenwand und dem Flachdach ein Modell von 4,5 m Länge, 2,4 m Höhe der Aussenwand und 1,4 m Dachbreite (Abb. 5) hergestellt wurde.

Man bestimmte :

a) das Temperaturfeld (unter Anwendung von Kupfer—Konstantan-Temperatursensoren) ;

b) den Wärmeübertragungskoeffizienten, k und den Wärmedurchlaßwiderstand, R_0 (mit Hilfe der Hilfswandmethode und der Heizkastenmethode) ;

c) Tauwasserbildungsrisiko auf der Oberfläche.

Die verwendeten klimatischen Parameter waren :

a) Temperatur der Innenluft, $\theta_i = -22...-24{,}5°C$;

b) relative Feuchtigkeit der Innenluft, $\varphi_i = 80...90\%$;

c) Temperatur der Aussenluft, $\theta_e = 36{,}5°C$ für die Wand und $\theta_e = 40°C$ für das Dach ;

d) relative Feuchtigkeit der Aussenluft, $\varphi_e = 85\%$.

Die Resultate der experimentellen Studien bezeugen jene der theoretischen Studien (Tabelle 1).

Wegen der dreidimensionalen Wärmeübertragung in der Kreuzungszone der Wand mit dem Dach erfolgt eine Verkleinerung des Wärmedurchlaßwiderstandes der Wand aud $R_{pmed} = 5{,}84$ m² °C/W, vergleichsweise von $R_0 = 7{,}93$ m² °C/W im laufenden Querschnitt und für das Dach auf $R_{pmed} = 7{,}08$ m² °C/W vergleichsweise von $R_0 = 9{,}67$ m² °C/W im laufenden Querschnitt.

Die Versuchswerte weichen von den theoretisch berechneten ab da : a) in den Berechnungen der senkrechte Temperaturgradient nicht berücksichtigt wurde (man nahm die gleiche Aussentemperatur für die Wand und für das Dach an und einen konstanten Wert des thermischen Wärmeübertragungskoeffizienten durch die Oberfläche) ; b) die Abmessungen der theoretisch untersuchten Zone kleiner waren als jene des untersuchten experimentellen Modells.

Bezüglich des Verhaltens unter Wasserdampfdiffusion, für die angenommenen klimatischen Parameter, trat keine Tauwasserbildung an der Innenfläche der untersuchten Abschlußelemente auf.

4. Schlußfolgerungen

Aus der theoretischen und experimentellen Studien folgt daß die Lösung *1* für die Außenwand und Flachdachlösung ein zufriedenstellendes hygrothermisches Verhalten aufweisen.

Bezüglich der Lösung *2* für die Aussenwand, kann deren Verhalten im thermisch unstationären Zustand verbessert werden durch Maßnahmen der Verkleinerung des nachträglichen Einflußes der Sonnanbestrahlung (äussere Anordnung einer Wärmeakkumulationsschichte oder einer Schichte

mit hohem Reflexionsgrad der Sonnenbestrahlung, Anordnung von Sonnenblenden oder auch Kombinationen dieser Lösungen).

Für die Verhinderung der Tauwasserbildung in der Struktur ist es nötig das die Schichten in der Reihenfolge des verkleinerten Wasserdampfdiffusionswiderstandes von der warmen nach der kalten Oberfläche aufeinanderfolgend eingelagert werden. Aus diesem Motiv ist die Anordnung einer inneren Blechschichte nicht ratsam.

Eine große Bedeutung kommt der zweckmässigen Ausbeutung solcher Gebäude zu, um zeitig genug die Mängel zu bestimmen und zu beseitigen, welche zu Zerstörungen führen könnten. Diese Zerstörungen können manchmal so bedeutend sein, daß die ganze Wärmedämmschichte ausgewechselt werden muß.

Eingegangen am 22. Januar 1985

Technische Hochschule, Jassy,
Lehrstuhl für Bauwerke

LITERATURVERZEICHNIS

1. Sardino R., Ciongradi I., *TEMSTRAT, Program de calcul automat pentru stabilirea cîmpului termic al elementelor de construcție în regim nestaționar.* Bibliotäk des Rechenzentrums der Technischen Hochschule, Jassy, 1981.
2. Sardino R., *Comportarev clădirilor de locuit în condiții de vară.* Dokt. Diss., TH Jassy, 1980.
3. Vornicu T., Filipescu C., *SPATERM, Program de calcul automat pentru stabilirea cîmpului termic spațial al elementelor de construcție în regim staționar.* Bibliotäk des Rechenzentrums der Universität „Al. I. Cuza", Jassy, 1982.

COMPORTAREA HIGROTEHNICĂ A UNOR SOLUȚII NOI DE ELEMENTE DE ÎNCHIDERE PENTRU DEPOZITE FRIGORIFICE

(Rezumat)

Se prezintă rezultatul cercetărilor teoretice și experimentale privind comportarea higrotehnică a unor soluții noi de elemente de închidere pentru depozite frigorifice.

Asemenea studii, prealabile extinderii pe scară largă a noilor soluții, sînt necesare date fiind condițiile de exploatare deosebit de dificile ale acestor clădiri.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 624.02

CONSIDÉRATIONS SUR LE DIMENSIONNEMENT OPTIMAL DE LA SECTION DES POUTRES HÉTÉROGÈNES

PAR

DAN PRECUPANU

1. Généralités. Hypothèses

Les éléments de construction réalisés à section hétérogène—ainsi conçus de la phase initiale, de conception, ou ultérieurement comme solutions d'augmentation de la capacité portante des éléments homogènes — apportent en discussion le problème de constituer d'une façon rationnelle ces types de section. La capacité de résistance d'une section hétérogène dépend du rapport des rigidités à la flexion des matériaux constitutifs ainsi que de la position réciproque occupée par les matériaux respectifs dans la section transversale de la barre.

L'influence du premier paramètre est bien connue dans la théorie élémentaire de calcul [1], [2].

En ce qui concerne le deuxième paramètre, il nécessite une analyse adéquate pour établir la position optimum des matériaux au cadre de l'ensemble de la section.

Dans ce qui suit on effectue cette étude pour une section formée de deux matériaux. On y admet les hypothèses suivantes :

1. Chaque matériel à part et la section hétérogène dans son ensemble respectent les hypothèses du calcul linéaire — élastique.

2. Le glissage entre matériaux est empêché.

3. L'élément de construction est sollicité à la flexion plane, les contraintes tangentielles étant négligeables par rapport à celles normales.

2. L'établissement des relations de calcul

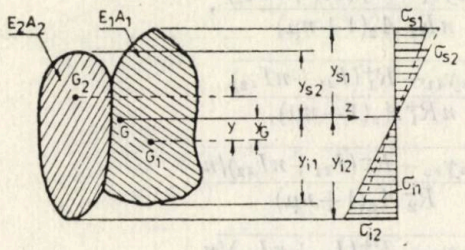


Fig. 1

On considère la section hétérogène (Fig. 1) sollicitée par un moment fléchissant M_z. Les dimensions géométriques et le module d'élasticité sont prévus avec l'indice 1 pour le premier matériel et 2 pour l'autre matériel.

On introduit les notations :

$$(1)\quad \frac{E_2}{E_1}=n, \qquad (2)\quad \frac{A_2}{A_1}=\mu.$$

Le centre de surface de la section hétérogène est situé à la distance y_G de l'axe propre de matériel 1, égale à

$$y_G = \frac{A_2}{A_2 + A_1/n}\, y = \frac{n\mu}{1+n\mu}\, y. \tag{3}$$

Le moment d'inertie de la section hétérogène est :

$$I_z = I_{z_2} + A_2(y - y_G)^2 + \frac{1}{n}(I_{z_1} + A_1 y_G^2) \tag{4}$$

ce qui, compte tenu de (3), devient :

$$I_z = I_{z_2} + A_2 \frac{y^2}{(1+n\mu)^2} + \frac{1}{n}\left[I_{z_1} + A_1 \left(\frac{n\mu}{1+n\mu}\, y \right)^2 \right]. \tag{4'}$$

Les contraintes effectives dans les fibres extrèmes des deux matériaux sont :

a) pour le matériel 1

$$\sigma_{s_1} = \frac{M_z}{nI_z}\, y_{s_1}, \tag{5}$$

$$\sigma_{i_1} = \frac{M_z}{nI_z}\, y_{i_1}; \tag{6}$$

b) pour le matériel 2

$$\sigma_{s_2} = \frac{M_z}{I_z}\, y_{s_2}, \tag{7}$$

$$\sigma_{i_2} = \frac{M_z}{I_z}\, y_{i_2}, \tag{8}$$

La condition de position optimum des aires A_1 et A_2 est celle d'atteindre dans les fibres extrèmes de chaque matériel les résistances de calcul respectives :

$$\sigma_{s_1} = R_1^-, \tag{9}$$

$$\sigma_{i_1} = R_1^+, \tag{10}$$

$$\sigma_{s_2} = R_2^-, \tag{11}$$

$$\sigma_{i_2} = R_2^+; \tag{12}$$

(avec + on a noté la résistance à la tension et avec — la résistance à la compression).

En développant ces quatre conditions et tenant compte des formules (5) ... (8) et (4) on obtient successivement :

$$y = \pm(1+n\mu) \sqrt{\frac{M_z y_{s_1} - R_1^-(I_{z_1} + nI_{z_2})}{nR_1^- A_2(1+n\mu)}}, \tag{13}$$

$$y = \pm(1+n\mu) \sqrt{\frac{M_z y_{i_1} - R_1^+(I_{z_1} + nI_{z_2})}{nR_1^+ A_2(1+n\mu),}}, \tag{14}$$

$$y = \pm(1+n\mu) \sqrt{\frac{M_z y_{s_2} - R_2^-(I_{z_1} + nI_{z_2})/n}{R_2^- A_2(1+n\mu)}}, \tag{15}$$

$$y = \pm(1+n\mu) \sqrt{\frac{M_z y_{i_2} - R_2^+(I_{z_1} + nI_{z_2})/n}{R_2^+ A_2(1+n\mu)}}. \tag{16}$$

De l'égalité des expressions (13) ... (16) il résulte :

$$R_1^+ y_{s1} = R_1^- y_{i1},\quad R_2^+ y_{s2} = R_2^- y_{i2},\quad nR_1^+ y_{s2} = R_2^- y_{i1}.$$

De ces relations on peut déterminer trois paramètres géométriques en fonction du quatrième. On obtient :

$$(17)\quad y_{i1} = \frac{R_1^+}{R_1^-} y_{s1}, \qquad (18)\quad y_{s2} = \frac{R_2^-}{nR_1^-} y_{s1}, \qquad (19)\quad y_{i2} = \frac{R_2^+}{nR_1^-} y_{s1}.$$

Par conséquent, en connaissant (ou en imposant) la distance de l'axe neutre à la fibre extrême d'une aire, par exemple y_{s1}, résultent les autres distances (y_{i1}, y_{s2}, y_{i2}).

3. Observations

a) La position optimum des matériaux à une section hétérogène dépend du rapport des résistances des matériaux respectifs.

b) Les matériaux à résistances plus grandes ne doivent pas être toujours posés plus loin de l'axe neutre. Ainsi, par exemple, pour une section de béton armé pour laquelle $R_1^- = 2\,000$ daN/cm², $R_2^- = 300$ daN/cm³ et $n = 1/15$, de la relation (18) on obtient :

$$y_{s2} = \frac{300 \cdot 15}{2\,000} y_{s1} = 2{,}25\ y_{s1}.$$

c) La disposition au même niveau des fibres extrêmes des matériaux est rationnelle seulement dans le cas où entre les résistances de même sens existe la dépendance $R_2 = nR_1$.

4. Exemple de calcul

On poursuit le dimensionnement de la section de la Fig. 2 réalisée en bois (la partie centrale notée 1) et en acier (les parties latérales, 2) connaissant: $M_z = 10^7$ daN.cm; $E_2 = 15\,E_1$, $R_1^+ = 70$ daN/cm² ; $R_1^- = 100$ daN/cm² ; $R_2^+ = R_2^- = 2\,100$ daN/cm², le coefficient d'équivalence étant $n = 15$.

En considérant $y_{s1} = 40$ cm, des relations (17) ... (19) il résulte :

$$y_{i1} = \frac{70}{100} 40 = 28 \text{ cm}, \quad y_{s2} = \frac{2\,100}{15.100} 40 = 56 \text{ cm},$$

$$y_{i2} = \frac{2\,100}{15.100} 40 = 56 \text{ cm}.$$

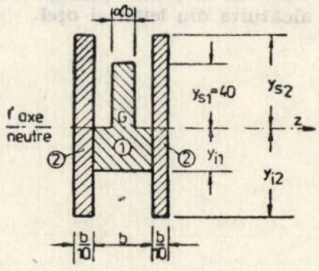


Fig. 2

On exprime la condition que le centre de surface de la section hétérogène soit situé sur l'axe neutre :

$$b \cdot 28 \cdot 14 = \alpha b \cdot 40 \cdot 20 \text{ et donc } \alpha = 0{,}49.$$

Le moment d'inertie de la section hétérogène est (v. (4)) :

$$I_z = \frac{b}{10} \cdot \frac{112^3}{12} 2 + \frac{1}{15}\left(\frac{b \cdot 28^3}{3} + \frac{0{,}49b \cdot 40^3}{3}\right) = 24\,600\,b.$$

De la condition de résistance (n'importe quelle des relations (9) ... (12), soit (9)) on obtient :

$$\frac{10^7}{15 \cdot 24\,600\, b} 40 = 100 \text{ et donc } b = 10{,}84 \text{ cm.}$$

On peut vérifier que les contraintes dans les fibres extrèmes de chaque matériel sont égales avec les résistances de calcul correspondantes :

$$\sigma_{s1} = \frac{10^7}{15 \cdot 24\,600 \cdot 10{,}84} 40 = 100 \text{ daN/cm}^2, \quad \sigma_{i1} = \frac{10^7}{15 \cdot 24\,600 \cdot 10{,}84} 28 = 70 \text{ daN/cm}^2,$$

$$\sigma_{s2} = \frac{10^7}{24\,600 \cdot 10{,}84} 56 = 2\,100 \text{ daN/cm}^2, \quad \sigma_{i2} = \frac{10^7}{24\,600 \cdot 10{,}84} 56 = 2\,100 \text{ daN/cm}^2.$$

*Reçue le 20 février 198*5

Institut Polytechniques, Jassy,
Chaire de Mécanique des constructions

BIBLIOGRAPHIE

1. Timoshenko S., *Résistance des Matériaux*. Paris et Liège, 1947.
2. Precupanu D., *Rezistenţa construcţiilor*. Inst. polit., Iaşi, 1983.

CONSIDERAŢII PRIVIND PROIECTAREA OPTIMĂ A GRINZILOR NEOMOGENE

(Rezumat)

Se analizează problema capacităţii portante a secţiunii transversale a grinzilor neomogene, solicitate la încovoiere plană, în funcţie de parametrii geometrici care definesc poziţia reciprocă dintre materialele care alcătuiesc secţiunea respectivă. Impunînd condiţia ca în fibrele extreme ale fiecărui material să se atingă rezistenţa de calcul corespunzătoare, se ajunge la relaţiile (17) ... (19), din care rezultă că ştiind sau impunînd distanţa de la axa neutră la fibra extremă a unui material se pot determina celelalte distanţe care stabilesc poziţia optimă a fiecărui material în secţiunea grinzii. Se prezintă un exemplu numeric de dimensionare a unei secţiuni alcătuite din lemn şi oţel.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.Z. 624. 1

EVALUAREA PROBABILISTICĂ A RUPERII VERSANŢILOR PLANI INFINIŢI

DE

PAULICĂ RĂILEANU, V. MUŞAT şi V. GRECU

1. Introducere

Aprecierea condiţiilor de siguranţă în cazul pantelor de lungime foarte mare este făcută pe baza raportului dintre rezistenţa la forfecare şi tensiunea tangenţială, ambele determinate la nivelul suprafeţei de alunecare, considerată paralelă cu suprafaţa terenului. Astfel de suprafeţe de alunecare apar în cazul alunecărilor superficiale în masive constituite din materiale puţin coezive, în versanţi alcătuiţi din materiale reziduale de rezistenţă redusă rezemînd pe roca de bază.

În aceste condiţii, cu notaţiile din fig. 1 şi în conformitate cu [6], expresia coeficientului de siguranţă este dată de relaţia :

$$F_s = \frac{[(H-H_w)\gamma + H_w\gamma']\cos^2\beta \operatorname{tg}\varphi + c}{[(H-H_w)\gamma + H_w\gamma_{sat}]\sin\beta\cos\beta} . \tag{1}$$

Analiza stabilităţii poate fi efectuată în funcţie de eforturile efective sau totale. Relaţia (1) poate fi considerată în eforturi efective dacă se acceptă că presiunea apei din pori este egală cu presiunea hidrostatică la nivelul suprafeţei de alunecare, în cazul acesta de valoare $H_w\gamma_w\cos^2\beta$. În cazul aceluiaşi tip de analiză, cînd curgerea este paralelă cu suprafaţa terenului, se recomandă relaţia [5] :

$$F_s = A\frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\beta} + B\frac{c}{\gamma H} , \tag{2}$$

unde :

$$A = 1 - \frac{r_u}{\cos^2\beta} , \quad B = \frac{1}{\sin\beta\cos\beta} , \quad r_u = \frac{H_w\gamma_w\cos\beta}{H\gamma} .$$

Coeficientul de siguranţă poate fi considerat o funcţie aleatoare, caracterul aleator fiind determinat de inexactităţi privind măsurătorile efectuate în scopul stabilirii geometriei pantei, caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor, presiunii apei din pori şi solicitărilor exterioare. Mai mult, caracterul aleator rezultă şi din variabilitatea naturală a caracteristicilor

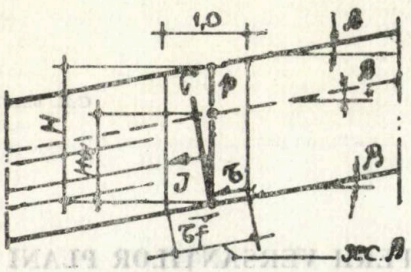


Fig. 1

fizico-mecanice determinată de modificarea în timp şi spaţiu a intensităţii factorilor ce au însoţit formarea pantelor naturale.

Avînd în vedere coeficientul de variaţie, v, drept criteriu al împrăştierii valorilor în jurul celei centrale (media aritmetică, [3], [4]) se constată împrăştiere redusă pentru greutatea volumică γ ($v=0{,}05$) şi mare în cazul parametrilor rezistenţei la forfecare φ şi c ($v=0{,}30$).

2. Considerarea variabilităţii parametrilor rezistenţei la forfecare

Presupunînd caracterul aleator al coeficientului de siguranţă determinat numai de variabilitatea parametrilor rezistenţei la forfecare, celelalte mărimi considerîndu-se deterministe, o cale simplă de evaluare a probabilităţii de rupere poate fi pusă în evidenţă. Dacă parametrii φ şi c sînt redaţi prin şirurile statistice ale rezultatelor furnizate de încercările de laborator, atunci mărimile statistice ; media aritmetică ($\overline{\operatorname{tg}\varphi}$, $\bar{c}$), abaterea pătratică medie ($\sigma_{\operatorname{tg}\varphi}$, σ_c), coeficientul de variaţie ($v_{\operatorname{tg}\varphi}$, v_c), coeficientul de corelaţie ($\rho_{\operatorname{tg}\varphi}$, c) şi covarianţa ($\operatorname{cov}(\operatorname{tg}\varphi, c)$) pot fi determinate [7]. Coeficientul de siguranţă F_s, în baza relaţiilor (1) şi (2), are forma generală a unei funcţii aleatoare reprezentată de suma a două variabile, $\operatorname{tg}\varphi$ şi c, multiplicate, fiecare dintre ele, cu un număr real, atunci cînd, aşa cum s-a convenit anterior, restul mărimilor ce intervin în expresiile acestuia sînt mărimi deterministe. Relaţia pentru calculul coeficientului de siguranţă se poate scrie sub forma următoare :

$$F_s=\bar{A}\operatorname{tg}\varphi+\frac{\bar{B}}{\gamma H}\,c.$$

Parametrii $\bar{A}$ şi $\bar{B}$ au expresii diferite, furnizate de cele două relaţii (1) şi (2).

Avînd în vedere proprietăţile mediei şi dispersiei în cazul sumei a două variabile aleatoare şi ale produsului dintre o variabilă şi un număr real, rezultă [7] :

a) valoarea medie a coeficientului :

$$F_s=\bar{A}\overline{\operatorname{tg}\varphi}+\frac{\bar{B}\bar{c}}{\gamma H}\overline{\operatorname{tg}\varphi}\ ;$$

b) dispersia sau varianţa coeficientului de siguranţă :

$$DF_s=\bar{A}^2D[\operatorname{tg}\varphi]+\frac{\bar{B}^2D[c]}{(\gamma H)^2}+\frac{2\bar{A}\bar{B}\operatorname{cov}[\operatorname{tg}\varphi,\ c]}{\gamma H}\ ;$$

c) abaterea pătratică medie :

$$\sigma_{F_s}=\sqrt{D[F_s]}.$$

Cunoscute fiind statisticile, media și abaterea pătratică medie, în scopul precizării probabilității de rupere și a valorii coeficientului de siguranță corespunzător unui risc α sau nivel de încredere $1-\alpha$, pot fi utilizate distribuții caracterizate prin funcții densitate de probabilitate și de repartiție, complet determinate de acestea. Dacă se admite că F_s este o variabilă aleatoare normală distribuția are densitatea de probabilitate dată de funcția :

$$f(F_s)=\frac{1}{\sigma_{F_s}\sqrt{2\pi}}\cdot\exp\left\{-\frac{1}{2}\cdot\frac{(F_s-\bar{F}_s)^2}{\sigma^2_{F_s}}\right\}.$$

Funcția de repartiție ce redă probabilitatea ca F_s să ia valori inferioare unei anumite valori $\ddot{F}_s$ este funcția integrală a lui $f(F_s)$:

$$\int_{-\infty}^{\ddot{F}_s} f(F_s)\mathrm{d}F_s=P(F_s<\ddot{F}_s)=\Phi(\ddot{u}),$$

unde : $\Phi(u)$ reprezintă funcția L a p l a c e ce caracterizează repartiția variabilei aleatoare normată, $u=(F_s-\bar{F}_s)/\sigma_{F_s}$, ale cărei valori sînt calculate. Funcția L a p l a c e are următoarele proprietăți :

$$\Phi(-\infty)=0,\ \Phi(+\infty)=1 \text{ și } \Phi(-u)=1-\Phi(+u).$$

3. Analiză comparativă

Pentru a ilustra valabilitatea modului de apreciere probabilistică a siguranței pentru versanți plani infiniți, s-au preluat datele prezentate în lucrarea [1], care pe baza unei simulări Monte-Carlo precizează rezultatele din tabelul 1, ce corespund valorilor $H=8$ m și $H_w=5$ m.

Parametrii $\bar{A}$ și $\bar{B}$, determinați cu relațiile : $\bar{A}=A/\mathrm{tg}\,\beta$ și $\bar{B}=B$, conform expresiei (2) a coeficientului de siguranță, au fost calculați pentru

Tabelul 1

Mărimi fizice și de rezistență, valori statistice			Probabilitatea de rupere $p_r=p[F_s<1]$, [%]							
			β	Valori cf. [1]				Valori obținute			
			$\rho+\rho\mathrm{tg}\varphi,c$	20°	23°	25°	28°	20°	23°	25°	28°
φ	$\bar{\varphi}$	25°	−1,0	0	0	0,3	15,3	0	0	0	26,4
				0	0	0	2,4	0	0	0	10,0
	σ_φ	5° / 2,5°	−0,5	0	1,3	8,0	28,1	0	3,3	9,2	42,0
				0	0	1,1	16,6	0	0	0,4	33,8
			0,0	0,8	5,5	12,6	29,3	0,96	8,3	16,3	44,0
				0	0	1,3	21,7	0	0,3	2,5	38,0
c	$\bar{c}$	30 kPa	0,5	1,4	7,9	14,2	30,0	2,5	12,7	20,9	45,0
				0	0,5	3,6	33,9	0	0,1	5,2	40,1
	σ_c	5 kPa / 2,5 kPa	1,0	2,9	9,0	14,1	29,9	4,4	15,4	23,8	45,7
				0	1,5	5,1	24,5	0	2,0	7,9	41,4
γ	γ= 20 kN/m³		$\bar{F}_s$	1,46	1,28	1,18	1,06	1,44	1,25	1,14	1,02

diferite valori ale unghiului de înclinare a suprafeței versantului și ale raportului presiunii apei din pori și sînt redați în fig. 2. În tabelul 1 se redau, comparativ și valorile probabilității de rupere evaluate pe baza modelului propus. Plecînd de la semnificația cuantilei, conform [7], [2], ca fiind valoarea variabilei aleatoare definită cu probabilitatea α de a exista valori mai mici decît $F_{s\alpha}$, astfel că $P(F_s<F_{s\alpha})=\alpha$, respectiv cu probabilitatea $(1-\alpha)$ de a lua valori mai mari decît $F_{s\alpha}$, deci $P(F_s>F_{s\alpha})=1-P(F_s<F_{s\alpha})=1-\alpha$, coeficientul de siguranță poate fi determinat pentru anumite niveluri de încredere. În acest sens următoarea relație este recomandată :

$$F_s=\overline{F}_s+u_\alpha\sigma_{F_s},$$

unde u_α este valoarea variabilei aleatoare normată corespunzătoare probabilității α. În cazul cînd unghiul de înclinare al suprafeței versantului este $\beta=20°$ rezultă, pentru $\alpha=5\%$; 10% ; 15%, valorile : $F_{s_{0,05}}=1{,}131$, $F_{s_{0,1}}=1{,}199$ și respectiv $F_{s_{0,15}}=1{,}245$.

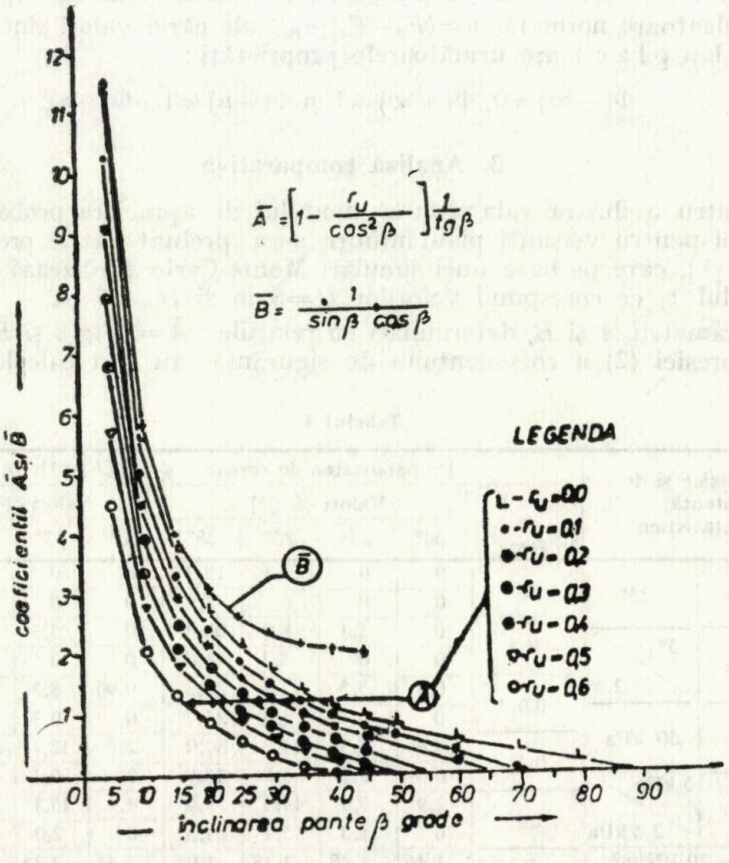


Fig. 2

4. Concluzii

Utilizarea modelului probabilistic considerat în analiza ruperii versanților plani infiniți, comparativ cu simularea Monte Carlo propusă în lucrarea [1], arată că :

a) Informațiile calitative sînt de aceeași natură în ambele cazuri deși diferențele privind probabilitatea de rupere se ridică pînă la 70%. Aceste diferențe sînt mai semnificative cînd coeficientul de siguranță se apropie de valoarea unitară și cu cît valoarea medie și abaterea pătratică medie a acestuia este mai redusă.

b) O examinare a rezultatelor evidențiază, în ambele cazuri, o variație remarcabilă a probabilității de rupere pentru coeficienții de corelație cuprinși între 0 și — 1,0, care indică de altfel existența unei tendințe ca la valori mici ale variabilei tg φ să corespundă valori mari ale variabilei c și invers.

c) Dacă coeficientul de siguranță se apropie de valoarea unitară influența coeficientului de corelație devine din ce în ce mai redusă.

Se consideră că modul de abordare avut în vedere este capabil să furnizeze informații privind probabilitatea de rupere, într-o manieră simplă și în avantajul proiectării, luînd în considerație posibilitatea corelație parametrilor rezistenței la forfecare.

Primită la 9 iunie 1985

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de fundații și căi de comunicații

BIBLIOGRAFIE

1. Cherubini C., Cotecchia V., Renna G., Schiraldi B., *The Use of Bivariante Probability Density Functions in Monte Carlo Simulation of Slope Stability in Soils*. Fourth International Conf. on Appl. of Statistics and Probability in Soil and Struct. Eng., Universita di Firenze, Italy, 1983.
2. Lungu D., Ghiocel D., *Metode probabilistice în calculul construcțiilor*. Ed. Tehn., Buc., 1982.
3. Marcu An., *Fundații speciale. Cercetarea terenului de fundare și determinarea caracteristicilor geotehnice de calcul*. Inst. constr., Buc., 1983.
4. Mikneev V. V., Ignatova O. I., *Estimation statistique des propriétés des sols*. Coll. de Saint-Maximin, 18—22 octobre 1976.
5. Popescu E. M., *Stabilitatea taluzurilor și versanților*. Inst. constr., Buc., 1982.
6. Silion T., *Geologie, geotehnică și fundații*. Vol. II, Inst. poit., Iași, 1971.
7. Trebici V., *Mică enciclopedie de statistică*. Ed. Șt. și EncicBuc., 1985.

PROBABILISTIC ESTIMATION OF THE FEILURE OF INFINITE PLANE SLOPES

(Abstract)

A simple way of probabilistic estimation of the safety conditions in the case of the infinite plane slopes is presented. The interaction between shear strength parameters considered as main random variables (defining the magnitude of the safety ratio) is taken into account. The obtained results compared with those stated by a Monte Carlo simulation are discussed by means of an example provided in the reference material.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.K. 624.04

CU PRIVIRE LA RIGIDITATEA LA ROTIRE A BAREI DUBLU ÎNCASTRATE, PRETENSIONATĂ LA EXTREMITĂŢI

DE

DAN PRECUPAN şi ELENA NEACŞU

1. Proiectarea raţională a grinzilor metalice pretensionate, static nedeterminate, necesită cunoaşterea rigidităţii la rotire a acestor tipuri de structuri ţinînd cont de caracteristicile statice şi elastice ale barei metalice şi ale tirantului de pretensionare. În cele ce urmează se examinează această problemă pentru bara dublu încastrată, pretensionată cu doi tiranţi de înaltă rezistenţă dispuşi pe faţa superioară a extremităţilor încastrate (fig. 1 *a*). Tiranţii sînt rectilinii şi paraleli cu axa grinzii.

Forţa de preîntindere a fiecărui tirant reprezentînd o acţiune exterioară care se exercită asupra grinzii, în calculul rigidităţii se va considera că efortul iniţial din tiranţi este nul.

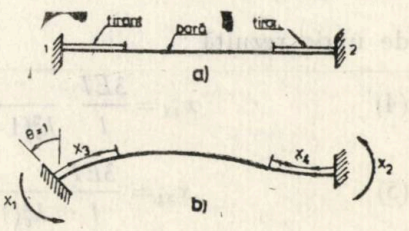


Fig. 1

Aplicînd nodului încastrat *1* o rotire $\theta=1$, se notează cu: X_1 — momentul încovoietor din capătul *1* al barei, X_2 — momentul încovoietor din capătul *2* al barei, X_3 — efortul din tirantul dispus spre extremitatea *1*, X_4 — efortul din tirantul dispus spre extremitatea *2*.

Pentru determinarea necunoscutelor $X_1, \ldots, X_4$ este convenabil să se considere că starea din fig. 1 *b* se obţine din suprapunerea unei stări antisimetrice (fig. 2 *a*) cu o stare simetrică (fig. 2 *b*).

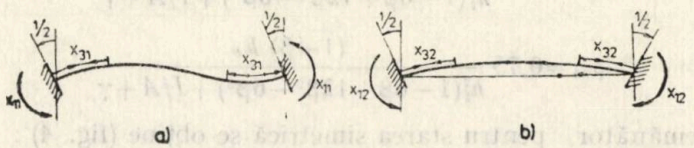


Fig. 2

Pentru starea din fig. 2 *a* condiţia de compatibilitate a deplasărilor pe sistemul de bază (fig. 3) se scrie sub forma :

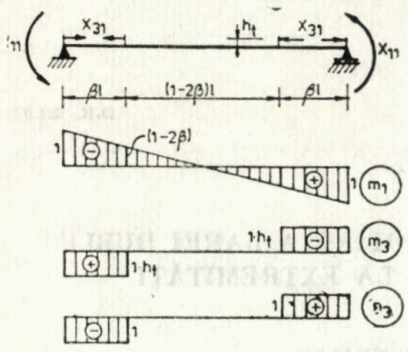


Fig. 3

$$(1)\quad \begin{cases} \delta_{11}x_{11}+\delta_{13}x_{31}=1, \\ \delta_{31}x_{11}+\delta_{33}x_{31}=-2\dfrac{x_{31}\beta l}{E_tA_t}, \end{cases}$$

în care E_tA_t reprezintă rigiditatea la întindere a secțiunii tirantului iar coeficienții δ_{ij} au expresiile :

$$(2)\quad \begin{cases} EI\delta_{11}=\int m_1^2\,dx=\dfrac{l}{3}, \\ EI\delta_{13}=\int m_1m_3\,dx=-2(1-\beta)\beta lh_t, \\ EI\delta_{33}=\int m_3^2\,dx+\dfrac{I}{A}\int n_1^2\,dx=2\beta l\left(h_t^2+\dfrac{I}{A}\right). \end{cases}$$

Notînd

$$(3)\quad \frac{EI}{E_tA_t}=\alpha\frac{EI}{E_tA_{te}}=\gamma$$

și introducînd expresiile (2) în sistemul (1) se obține :

$$\frac{l}{3}x_{11}-2(1-\beta)\beta lh_tx_{31}=EI,\qquad -(1-\beta)h_tx_{11}+\left(h_t^2+\frac{I}{A}+\gamma\right)x_{31}=0,$$

de unde rezultă :

$$(4)\quad x_{11}=\frac{3EI}{l}\cdot\frac{h_t^2+I/A+\gamma}{h_t^2(1-6\beta+12\beta^2-6\beta^3)+I/A+\gamma},$$

$$(5)\quad x_{31}=\frac{3EI}{l}\cdot\frac{(1-\beta)\,h_t}{h_t^2(1-6\beta+12\beta^2-6\beta^3)+I/A+\gamma},$$

care se pot scrie și sub forma :

$$(6)\quad x_{11}=k\rho_{11},\qquad (7)\quad x_{31}=k\rho_{31},$$

în care $k=4EI/l$ este rigiditatea la rotire a barei nepretensionate iar

$$(8)\quad \rho_{11}=0{,}75\,\frac{h_t^2+I/A+\gamma}{h_t^2(1-6\beta+12\beta^2-6\beta^3)+I/A+\gamma},$$

$$(9)\quad \rho_{31}=0{,}75\,\frac{(1-\beta)\,h_t}{h_t^2(1-6\beta+12\beta^2-6\beta^3)+I/A+\gamma}.$$

În mod asemănător, pentru starea simetrică se obține (fig. 4) :

$$EI\delta_{11}=l,\quad EI\delta_{13}=-2\beta lh_t,\quad EI\delta_{33}=2\beta l(h_t^2+I/A),$$

$$lx_{12}-2\beta lh_tx_{32}=EI,\quad -h_tx_{12}+(h_t^2+I/A+\gamma)\,x_{32}=0,$$

de unde rezultă :

(10) $$x_{12}=\frac{EI}{l}\cdot\frac{h_t^2+I/A+\gamma}{h_t^2(1-2\beta)+I/A+\gamma},$$

(11) $$x_{32}=\frac{EI}{l}\cdot\frac{h_t}{h_t^2(1-2\beta)+I/A+\gamma}$$

sau

(12) $x_{12}=k\rho_{12}$, (13) $x_{32}=k\rho_{32}$,

în care

(14) $$\rho_{12}=0{,}25\,\frac{h_t^2+I/A+\gamma}{h_t^2(1-2\beta)+I/A+\gamma},$$

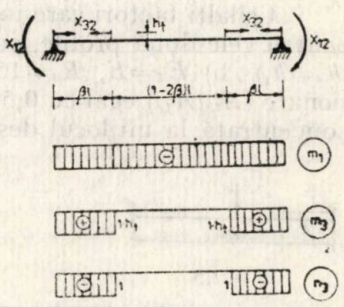


Fig. 4

(15) $$\rho_{32}=0{,}25\,\frac{h_t}{h_t^2(1-2\beta)+I/A+\gamma}.$$

Suprapunînd efectele din cele două stări rezultă eforturile produse în structura cu tirant din rotirea unitară a nodului *1* :

$$X_1=x_{11}+x_{12}\,;\ X_2=x_{11}-x_{12}\,;\ X_3=x_{31}+x_{32}\,;\ X_4=x_{31}-x_{32},$$

sau avînd în vedere relațiile (6), (7), (12), (13) :

$$X_1=k(\rho_{11}+\rho_{12});\ X_2=k(\rho_{11}-\rho_{12});\ X_3=k(\rho_{31}+\rho_{32});\ X_4=k(\rho_{31}-\rho_{32}).$$

Rigiditatea la rotire a capătului de bară este momentul X_1, $k_p=X_1$ iar a ansamblului bară—tirant, $k_{0p}=X_1+X_3h_t$, ceea ce, ținînd cont de relațiile precedente, conduce la :

(16) $k_p=k\rho_p$, (17) $k_{0p}=k\rho_{0p}$,

unde

(18) $\rho_p=\rho_{11}+\rho_{12}$, (19) $\rho_{0p}=\rho_{11}+\rho_{12}+h_t(\rho_{31}+\rho_{32})$;

ρ_p și ρ_{0p} sînt factorii de corecție a rigidității la rotire a barei fără tirant.

Din relațiile (8), (9), (14), (15) rezultă că acești factori depind de gradul de pretensionare al secțiunii și calitatea oțelului din tirant și grindă (I/A, γ), de distanța de la tirant pînă la axa grinzii (h_t) precum și de modul de distribuție a forței exterioare transversale pe grindă (β). Pentru evaluarea acestor mărimi este necesar să se cunoască forma secțiunii.

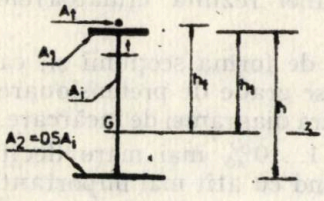
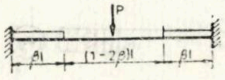


Fig. 5

2. În general, grinzile au secțiunea dublu T sau de o formă care poate fi asimilată acestui profil și de aceea, în continuare, se va examina în ce limite se modifică factorii de corelație ρ_p și ρ_{0p} pentru două tipuri de profile I care diferă între ele prin coeficientul de subțirime al inimii (fig. 5) :

a) tipul I cu $\frac{h}{t}=100$; b) tipul II cu $\frac{h}{t}=180$.

Ceilalți factori care intervin în relațiile (18), (19) se vor admite aceiași pentru cele două profile, considerîndu-se : a) tirantul așezat pe fața grinzii ($h_t = h_1$) ; b) $E_t = E$, $R_t = 15\,750$ daN/cm^2, deci $\alpha = 7{,}5$; c) gradul de pretensionare (A_{te}/A_{1e}) egal cu 0,5 ; 0,6 ; 0,8 ; 1,00 ; d) grinda încărcată cu o forță concentrată la mijlocul deschiderii (coeficienții β avînd valori date în [1]).



$\alpha = 7{,}5$

Tabelul 1

		$\frac{A_{te}}{A_{1e}}$	β	A_i t^2	A_2 t^2	A_1 t^2	A_{te} t^2	h_t t	$\frac{1}{A}$ t^2	γ t^2	ρ_p	ρ_{0p}
Profil I	Secțiune echivalentă	0	—	100	50	50	0	50,00	1 666			
	Secțiune pretensionată	0,50	0,081	100	50	25	25	57,14	1 496	78 570	1,0138	1,0511
		0,60	0,099	100	50	20	30	58,82	1 442	61 274	1,0220	1,0714
		0,80	0,139	100	50	10	40	62,50	1 302	39 062	1,0495	1,1324
		1,00	0,193	100	50	0	50	66,66	1 111	25 000	1,1072	1,2446
Profil II	Secțiune echivalentă	0	—	180	90	90	0	90,00	5 400			
	Secțiune pretensionată	0,50	0,081	180	90	45	45	102,86	4 849	254 572	1,0138	1,0511
		0,60	0,099	180	90	36	54	105,88	4 671	198 528	1,0220	1,0714
		0,80	0,139	180	90	18	72	112,50	4 218	126 562	1,0495	1,1324
		1,00	0,193	180	90	0	90	120,00	3 600	81 000	1,1072	1,2446

3. Rezultatele sînt concentrate în tabelul 1. Din examinarea datelor obținute în ultimele două coloane ale acestui tabel rezultă următoarele concluzii :

1. Factorii de corecție ρ_p și ρ_{0p} nu depind de forma secțiunii și, ca urmare, valorile lor pot fi întabulate pentru diverse grade de pretensionare în funcție numai de coeficientul de echivalență și alura diagramei de încărcare.

2. Rigiditatea barei pretensionate este cu 1...10% mai mare decît cea a barei nepretensionate, sporul de rigiditate fiind cu atît mai important cu cît tirantul este mai puternic.

3. Structura pretensionată (bară + tirant) are o rigiditate cu 5...25% mai mare decît cea a barei nepretensionate.

Primită la 20 februarie 1985

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor

BIBLIOGRAFIE

1. Precupanu D., *Dimensionnement des poutres métalliques hyperstatiques à une seuletravée, précontraintes par des tirants à haute résistance.* Ann. de l'Inst. Techn. du Bâtiment et des Trav. Publ., *429* (1984).

LA RIGIDITÉ À LA ROTATION DE LA BARRE DOUBLE ENCASTRÉE, PRECONTRAINTE AUX EXTRÉMITÉS

(Résumé)

On présente les relations de calcul de la rigidité à la rotation de la barre et de la structure précontrainte (barre + tirant).

Pour le cas où le tirant est disposé sur la semelle supérieure de la poutre, la rigidité de la rotation ne dépend pas de la forme de la section. Les valeurs peuvent être exprimées seulement en fonction du coefficient d'équivalence et de l'allure du diagramme de la charge extérieure.

La rigidité de la barre précontrainte est avec 1...10% supérieure à celle de la barre sans tirant.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.Z. 624.01

DETERMINAREA STĂRII DE EFORTURI ÎNTR-O ȘAIBĂ MULTIPLU CONEXĂ PRIN CALCUL AUTOMAT

DE

C. JANTEA

1. Introducere

Se determină starea de eforturi într-o șaibă (în cazul de față platbanda metalică a unei îmbinări cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate păsuite (SIRPP)) cunoscînd solicitările ce acționează asupra acesteia, folosind programul automat de calcul „SAP" ce are la bază metoda elementului finit.

2. Starea de solicitare a platbandei

Considerînd o îmbinare cu trei platbande prinse cu n șuruburi, acționată de o solicitare axială, P, transmiterea acesteia de la platbandele exterioare la cea centrală sau invers, prin intermediul celor n șuruburi, se realizează ca în fig. 1.

Dacă se consideră, de exemplu, platbanda centrală, aceasta va fi solicitată de sistemul de forțe din fig. 2.

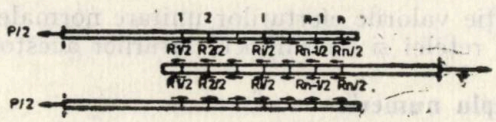


Fig. 1

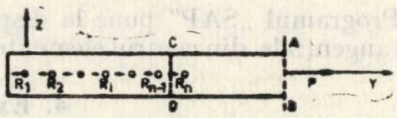


Fig. 2

Forțele $R_1, \ldots, R_n$, care se dezvoltă în șuruburile îmbinării, se pot determina printr-un calcul automat, aici precizîndu-se doar că din motive de simetrie $R_1 = R_n$; $R_2 = R_{n-1}$; ...

3. Starea de eforturi din platbandă

3.1. Discretizarea structurii

Pentru determinarea stării de eforturi prin metoda elementului finit se discretizează structura folosind elemente finite de formă dreptunghiulară

și triunghiulară. Discretizarea va fi mai fină în zona găurilor șuruburilor datorită perturbării puternice a stării de eforturi din jurul acestor găuri. În privința condițiilor de rezemare se vor considera nedeplasabile în direcția Y nodurile rețelei de pe latura AB iar pe direcția axei Z se vor considera nedeplasabile nodurile de pe axa Y avînd în vedere simetria structurii (v. fig. 2). Deoarece considerarea întregii structuri duce la obținerea unei rețele cu un număr mare de elemente și noduri și deci la un program care poate depăși capacitatea calculatorului se poate lucra cu substructuri, de exemplu prin secționarea platbandei după linia CD (fig. 2), obținînd substructura $ABCD$ care are starea de solicitare din fig. 3.

3.2. Repartiția solicitării la nodurile rețelei

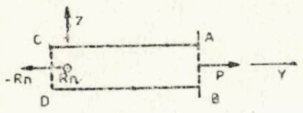


Fig. 3

Dacă se consideră structura $ABCD$, se stabilesc pentru aceasta ca încărcări, $P-R_n$ și R_n repartizate la nodurile de pe latura CD respectiv de pe jumătate din circumferința găurii șurubului, reacțiunile corespunzătoare acestor încărcări fiind preluate de legăturile nodurilor dispuse pe latura AB.

Repartiția încărcării $P-R_n$ la nodurile de pe latura CD se face pe baza funcției de eforturi

$$F(R, \varphi)=\frac{p}{4}\left[R^2-2r^2\ln R-\frac{(R^2-r^2)^2}{R^2}\cos 2\varphi\right],$$

unde : $p=(P-R_n)/b$ reprezintă încărcarea uniform distribuită pe lățimea platbenzii ; r — raza găurii ; R, φ — coordonatele punctului pentru care se calculează eforturile.

Repartiția încărcării R_n la nodurile de pe semicircumferința găurii șurubului se face folosind funcția de eforturi :

$$F(r, \varphi)=\frac{2R_n\cos\varphi}{\pi r}.$$

Programul „SAP" pune la dispoziție valorile eforturilor unitare normale și tangențiale din centrul elementelor rețelei și din mijlocul laturilor acestora.

4. Exemplu numeric

Pentru îmbinarea cu dimensiunile din fig. 1 se consideră cunoscută starea de solicitare. Considerînd platbanda centrală, aceasta se va găsi în starea de solicitare reprezentată în fig. 5.

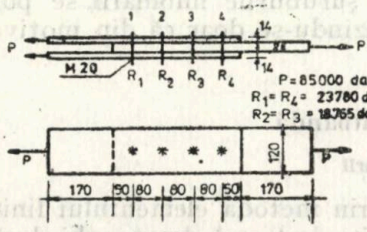


Fig. 4

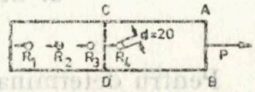


Fig. 5

Se consideră substructura *ABCD* care se discretizează folosind elemente finite dispuse ca în fig. 6, rezultînd o rețea cu 120 noduri și 138 de elemente. Repartizînd încărcările la noduri, respectiv încărcarea P la nodurile *1...11*, încărcarea $P-R_4$ la nodurile *110...120* și încărcarea R_4 la nodurile *70...73*, considerînd nedeplasabile nodurile *1...11* pe direcția Y și nodurile *6, 17,..., 115* pe direcția Z, se obțin, pentru fiecare element al rețelei, eforturile unitare normale și tangențiale în mijlocul laturilor elementului și în centrul de greutate al acestuia precum și eforturile unitare principale în fiecare punct amintit. Cu valorile obținute se poate trasa, pentru orice secțiune a platbenzii, variația eforturilor unitare sau se poate trasa pe suprafața platbenzii liniile de valoare egală a eforturilor unitare principale sau a oricărui alt efort. Ca exemplu s-a trasat diagrama eforturilor unitare normale de întindere în secțiunea transversală a platbenzii în dreptul găurii șurubului (fig. 7).

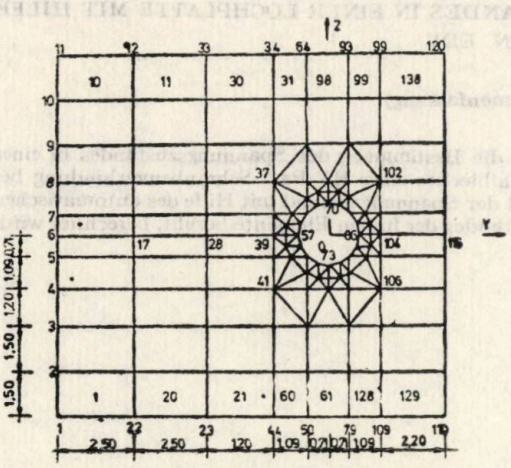


Fig. 6

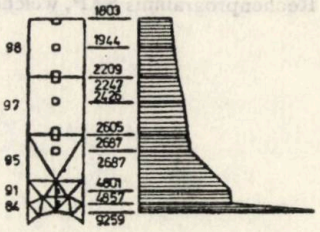


Fig. 7

În continuare se poate considera o altă substructură dar pentru exemplul prezentat nu este cazul deoarece zona cea mai solicitată din platbandă este cuprinsă în substructura *ABCD*.

5. Concluzii

a) Cu ajutorul programului de calcul automat „SAP" se poate determina starea de eforturi într-o șaibă multiplu conexă cu o precizie bună. Rezultatele sînt cu atît mai corecte cu cît rețeaua de elemente este mai judicios aleasă în sensul realizării unei discretizări mai fine în zonele de perturbare a eforturilor.

b) Valorile numerice obținute pentru eforturile unitare care depășesc limita de curgere a oțelului nu sînt corecte deoarece relațiile care stau la baza întocmirii programului de calcul sînt valabile numai în domeniul elastic. În aceste puncte eforturile unitare se stabilizează la valoarea limitei de curgere avînd loc o distribuție a solicitării în zonele vecine acestor puncte pînă la plasticizarea completă a secțiunii.

Primită la 23 noiembrie 1984

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de căi de comunicații, fundații și materiale de construcții

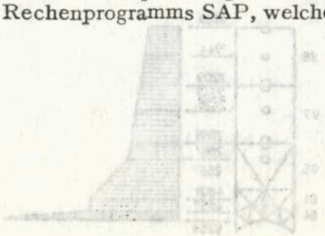
BIBLIOGRAFIE

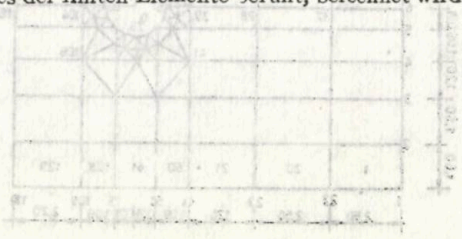
1. Caracostea A., Soare M., *Teoria elasticităţii*. Inst. de căi ferate, Buc., 1955.
2. Cuteanu E., Marinov R., *Metoda elementelor finite în proiectarea structurilor*. Ed. Facla, Timişoara, 1980.
3. Савин Г.Н., *Распределение напряжений около отверстий*. Киев, 1968.
4. Zienkiewicz O. C., Cheung Y. K., *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*. Mc Graw-Hill, London, 1968.

BESTIMMUNG DES SPANNUNGSZUSTANDES IN EINER LOCHPLATTE MIT HILFE VON EDV

(Zusammenfassung)

Der Inhalt der vorliegenden Arbeit ist die Bestimmung des Spannungszustandes in einer Scheibe u.z. im vorliegenden Fall eines Stahlbleches einer HV-Pass-Schraubenverbindung bei der die Beanspruchungen bekannt sind sodaß der Spannungzustand mit Hilfe des automatischen Rechenprogramms SAP, welches auf der Methodes der finiten Elemente beruht, berechnet wird.





BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 624.07 ; 526

CONTRIBUTIONS AU CALCUL DU VECTEUR SPATIAL DES DÉPLACEMENTS ET DÉFORMATIONS DES CONSTRUCTIONS EN UTILISANT DES MESURES GÉODÉSIQUES

PAR

GH. NISTOR

1. Introduction

Le relèvement du niveau qualitatif des constructions, le choix des solutions optima du point de vue social-économique, se réalise en complétant le calcul de résistance et stabilité avec des recherches expérimentalles, de laboratoire, sur des modèles et des observations sur des constructions en nature, exécutées à l'aide de certains appareils et méthodes de haute technicité.

L'étude des constructions à l'aide des méthodes géodésiques se réalise par l'exécution des mesures cycliques, angulaires et linéaires, aux points fixes situés en dehors de la construction, formant le réseau de soutien, sur les points fixés sur la construction, surnomés points de contrôle.

L'étude de l'état d'effort et déformation des constructions soumises à l'action des forces diverses peut être effectué à l'aide des mesures géodésiques à l'extrémité d'une base de longueur fixe. Dans ce qui suit on propose une méthode de calcul rapide du vecteur spatial de déplacement et déformation d'une construction examinée, fonction directe des différences des angles horizontaux et verticaux mesurés d'une façon cyclique aux points extrèmes d'une base (Fig. 1). Les points de station, A et B, sont les extré-

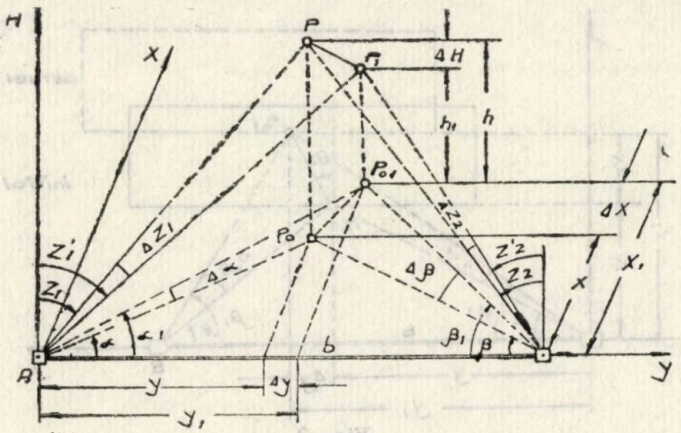


Fig. 1

mités de la base, matérialisés par des pilastres de béton armé (STAS 10 493-76), emplacés sur des terrains nondéformables et en dehors de la zone d'influence de la construction examinée. La base peut être indépendente ou peut faire partie du réseau de microtriangulation, fonction de la dimension et de l'importance de la construction.

Les points de contrôle, surnomés aussi marques de vise, par exemple P dans la Fig. 1, sont fixés sur la construction et ont la mission de donner avec exactité les dimensions et les directions des déplacements et des déformations. Leur signalisation est effectuée à l'aide des marques spéciales de diverses formes, confectionnées en bronze chromé pour résister a la corrosion (STAS 10 496-76).

La longueur de la base fixe, AB, est mesurée directement ou indirectement avec une précision de 1 : 10 000 ... 1 : 20 000. Les mesures angulaires sont effectuées à l'aide des théodolites de précision. La mesure des directions horizontaux est réalisée à l'aide de 1 ... 3 tours d'horizon complètes et leur compensation est obtenue soit par la méthode des mesures indirectes, soit par la méthode empirique, fonction de la précision demandée. La dimension de l'angle zénithal de chaque direction est déterminée par trois mesures, dans toutes les deux positions de la lunette, en correspondant aux fils stadimetriques et au fil réticulaire horizontal.

La détermination des coordonnées qui fixent la position dans l'espace du vecteur de déplacement et de déformation est effectuée en trois étapes, selon le procédé exposé ci-dessous.

2. La détermination des composants horizontaux du vecteur et l'évaluation de la précision

Pour la détermination des composants horizontaux du vecteur de déplacement du point de contrôle de la position initiale $P_0(\alpha, \beta)$ dans la position actuelle $P_{01}(\alpha+\Delta\alpha, \beta+\Delta\beta)$, on choisit un système rectangulaire d'axes de telle manière que le point de station, A, soit l'origine du système et l'axe Y correspond à la base AB (Fig. 2).

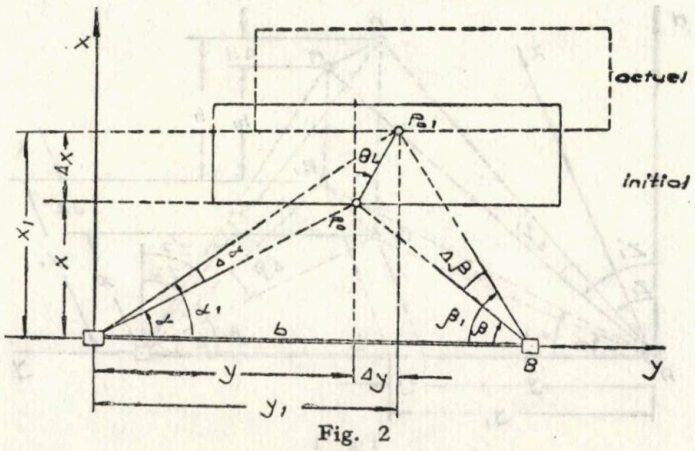


Fig. 2

Les composants horizontaux du vecteur seront exprimés comme fonctions directes des variations des angles horizontaux mesurés dans les points extrèmes, par les relation [1], [2] :

(1) $\Delta X = K_2 \Delta\alpha^{cc} + L_2 \Delta\beta^{cc}$, (2) $\Delta Y = -K_1 \Delta\alpha^{cc} + L_1 \Delta\beta^{cc}$,

oú l'on a utilisé les notations :

$$(3)\quad \begin{cases} G = \dfrac{b}{\delta^{cc} \sin^2(\alpha+\beta)}, \quad K_1 = G \sin\beta \cos\beta, \\ L_1 = G \sin\alpha \cos\alpha, \quad K_2 = G \sin^2\beta, \quad L_2 = G \sin^2\alpha, \\ \pm\Delta\alpha^{cc} = \alpha_1 - \alpha, \quad \pm\Delta\beta^{cc} = \beta_1 - \beta. \end{cases}$$

Dans les relations (1) et (2), les dimensions K_1, L_1, K_2 et L_2 sont calculées avec les éléments mesurés dans le cycle initial et restent constantes pour tous les cycles ultérieurs. Les éléments qui diffèrent sont les différences angulaires, $\Delta\alpha^{cc}$ et $\Delta\beta^{cc}$, dont les dimensions sont directement exprimés en secondes.

Parce qu'on a demontré que c'est la précision de détermination des différences angulaires [1], [2] qui exerce une influence fondamentale sur la précision des composants, on a exprimé les erreurs moyennes quadratiques des composants horizontaux fonction des erreurs des différences angulaires

(4) $m_{\Delta X}^2 = K_2^2 m_{\Delta\alpha}^2 + L_2^2 m_{\Delta\beta}^2$, (5) $m_{\Delta Y}^2 = K_1^2 m_{\Delta\alpha}^2 + L_1^2 m_{\Delta\beta}^2$.

Ces relations correspondent au cas général, quand la précision de mesure des angles horizontaux, dans les deux cycles d'observations, est différente, de sorte que $m_\alpha \neq m_{\alpha_1} \neq m_\beta \neq m_{\beta_1}$.

Ainsi, les erreurs moyennes quadratiques des différences angulaires sont données par les formules

(6) $m_{\Delta\alpha}^2 = m_\alpha^2 + m_{\alpha 1}^2$, (7) $m_{\Delta\beta}^2 = m_\beta^2 + m_{\beta 1}^2$.

Lorsque les angles horizontaux ont été mesurés avec une précision approximativement égale, $m_\alpha \approx m_{\alpha 1} \approx m_\beta \approx m_{\beta 1}$, il résulte que les erreurs des différences angulaires serront aussi égales, $m_{\Delta\alpha} \approx m_{\Delta\beta} \approx m_\alpha \sqrt{2}$, de sorte que les relations de calcul des erreurs des composants horizontaux seront :

(8) $m_{\Delta X}^2 = m_{\Delta\alpha}^2 (K_2^2 + L_2^2)$, (9) $m_{\Delta Y}^2 = m_{\Delta\alpha}^2 (K_1^2 + L_1^2)$.

3. La détermination du composant vertical du vecteur et l'évaluation de la précision

On effectue la mesure des éléments nécessaires à la détermination du composant vertical du vecteur, Z_1, Z_2, Z_1' et Z_2' (Fig. 3), des points extrêmes de la base, A et B, en même temps avec la mesure des éléments nécessaires à la détermination des composants horizontaux, b, α, β, α_1, β_1.

La détermination de la différence entre les horizons de l'appareil de ces deux cycles d'observations est effectuée du repère, R, d'altitude

connue, à l'aide des distances D_A et D_B, et des angles zenithaux Z_A, Z_B, Z'_A et Z'_B (Fig. 3 et 4).

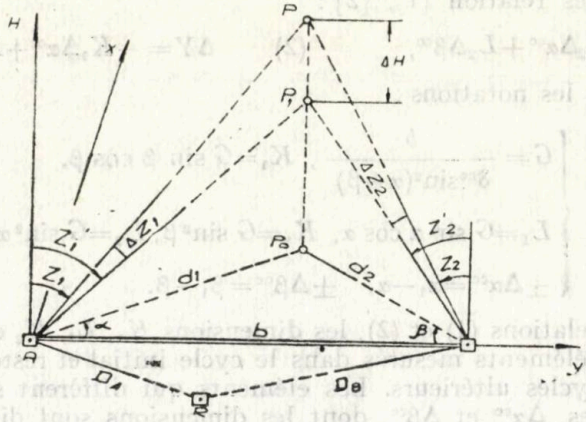


Fig. 3

Par opposition au cas des composants horizontaux, le composant vertical sera déterminé deux fois du chaque point de station. Les deux dimensions seront exprimées fonction des différences des angles zénithaux mesurés dans les cycles d'observations initial et actuel, avec les relations [1], [3] :

(10) $\Delta H_1 = K_A \Delta Z_A^{cc} - L_A \Delta Z_1^{cc}$, (11) $\Delta H_2 = K_B \Delta Z_B^{cc} - L_B \Delta Z_2^{cc}$,

où on a utilisé les notation suivantes :

$$(12)\quad \begin{cases} \bar{G} = \dfrac{b}{\rho^{cc} \sin(\alpha+\beta)}, \quad K_A = \dfrac{D_A}{\rho^{cc} \sin^2 Z_A}, \quad L_A = \dfrac{\bar{G} \sin\beta}{\sin^2 Z_1}, \\ K_B = \dfrac{D_B}{\rho^{cc} \sin^2 Z_B}, \quad L_B = \dfrac{\bar{G} \sin\alpha}{\sin^2 Z_2}, \\ \pm\Delta Z_A^{cc} = Z'_A - Z_A, \pm\Delta Z_B^{cc} = Z'_B - Z_B, \pm\Delta Z_1^{cc} = Z'_1 - Z_1, \pm\Delta Z_2^{cc} = Z'_2 - Z_2. \end{cases}$$

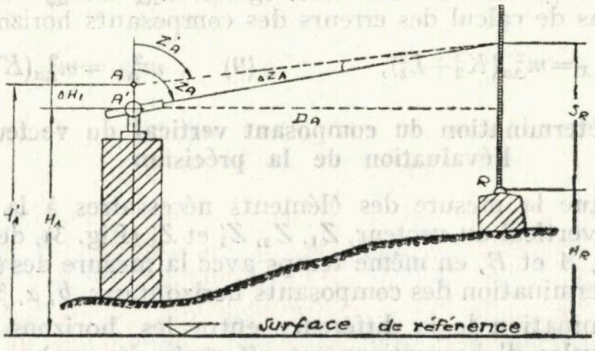


Fig. 4

Dans ce cas aussi, les dimension K_A, K_B, L_A et L_B sont calculées à l'aide des éléments mesurés dans le cycle initial et restent constantes pour tous les cycles d'observations ultérieurs. Plus encore, si les constantes L_A et L_B diffèrent pour chaque point de contrôle situé sur la construction examinée, les constantes K_A et K_B sont seulement deux en tout et sont les mêmes pour tous les points de contrôle.

Les seuls éléments qui diffèrent ce sont les différences des angles zenithaux ΔZ_1^{cc}, ΔZ_2^{cc}, ΔZ_A^{cc}, ΔZ_B^{cc}, résultées des mesures effectuées dans les deux cycles, exprimées directement en secondes.

Comme valeur définitive du composant vetical du vecteur on prend la moyenne arithmétique des deux valeurs

$$\Delta H=\frac{1}{2}(\Delta H_1+\Delta H_2). \tag{13}$$

Les erreurs moyennes quadratiques des composants verticaux, ΔH_1 et ΔH_2, seront calculées avec les relation [1], [4]:

$$m^2_{\Delta H_1}=K^2_A m^2_{\Delta Z_A}+L^2_A m^2_{\Delta Z_1}, \tag{14}$$

$$m^2_{\Delta H_2}=K^2_B m^2_{\Delta Z_B}+L^2_B m^2_{\Delta Z_2}. \tag{15}$$

Ces relations sont valables pour le cas général dans lequel les erreurs de mesure des angles zénithaux diffèrent ($m_{Z_1}\neq m_{Z_1'}\neq m_{Z_2}\neq m_{Z_2'}\neq m_{Z_A}\neq \neq m_{Z_A'}\neq m_{Z_B}\neq m_{Z_B'}$) de sorte que les erreurs moyennes quadratiques des différences des angles zenithaux seront obtenues à l'aide des formules :

$$m^2_{\Delta Z_A}=m^2_{Z_A}+m^2_{Z_A'}, \tag{16}$$

$$m^2_{\Delta Z_1}=m^2_{\Delta Z_1}+m^2_{Z_1'}, \tag{17}$$

$$m^2_{\Delta Z_B}=m^2_{Z_B}+m^2_{Z_B'}, \tag{18}$$

$$m^2_{\Delta Z_2}=m^2_{Z_2}+m^2_{Z_2'}. \tag{19}$$

Au moment où les angles zénithaux ont été mesurés avec des précisions sensiblement égales, cela signifie que l'erreur des différences des angles zénithaux sera $m_{\Delta Z}\approx\sqrt{2}m_Z$, de sorte que les erreurs moyennes quadratiques de ces deux dimensions du composant vertical seront exprimées à l'aide des formules simplifiées

$$m^2_{\Delta H_1}=m^2_{\Delta Z}(K^2_A+L^2_A), \tag{20}$$

$$m^2_{\Delta H_2}=m^2_{\Delta Z}(K^2_B+L^2_B). \tag{21}$$

Conformément aux erreurs exprimées par (14) et (15) ou (20) et (21), on calcule l'erreur moyenne quadratique de la valeur moyenne du composant vertical, en utilisant la relation.

$$m^2_{\Delta H}=\frac{1}{4}(m^2_{\Delta H_1}+m^2_{\Delta H_2}). \tag{22}$$

4. Le calcul des coordonnées qui fixent la position en espace du vecteur de déplacement et déformation et l'évaluation de la précision

Dans un système d'axes tridimensionnelles, avec l'origine située dans le point de contrôle, P, qui correspond au cycle initial d'observations, conformément aux composants horizontaux ΔX et ΔY, exprimés par (1) et (2) et au composant vertical ΔH, exprimé par (13), on calcule les coordonnées

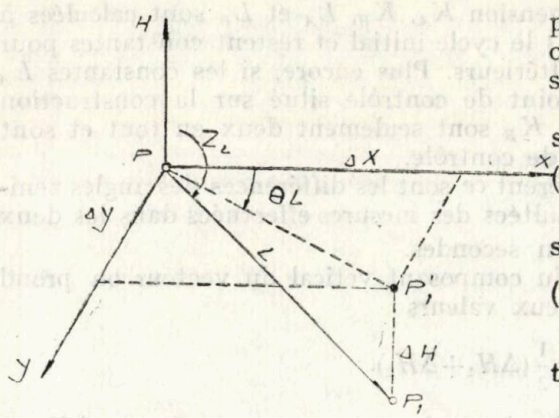


Fig. 5

polaires du point déplacé P_1, qui correspond au cycle actuel d'observation (Fig. 5), en résultant :

a) la dimension du vecteur spatial

$$L=\sqrt{\Delta X^2+\Delta Y^2+\Delta H^2}\,; \tag{23}$$

b) l'orientation du vecteur spatial

$$\theta_L=\operatorname{arc\,tg}\frac{\Delta Y}{\Delta X}\,; \tag{24}$$

c) l'angle zenithal du vecteurspatial

$$Z_L=\operatorname{arc\,cos}\frac{\Delta H}{L}. \tag{25}$$

L'évaluation de la précision de détermination de la dimension du vecteur spatial est possible à l'aide de l'erreur moyenne quadratique exprimée par la formule

$$m_L=\sqrt{m^2_{\Delta X}+m^2_{\Delta Y}+m^2_{\Delta H}}\,. \tag{26}$$

Les erreurs des composants sont calculées à l'aide des relations (4) et (5) ou (8) et (9) et, respectivement, à l'aide de la relation (22).

5. Conclusions

La méthode proposée ci-dessus est très avantageuse en ce qui concerne la rapidité de calcul pour un grand nombre de points de contrôle fixés sur la construction, étant comparable avec la méthode graphique mais présentant l'avantage des déterminations numériques. Elle peut être utilisée dans les études effectuées sur des modèles aussi bien qu'à la poursuite du comportement *in situ* des constructions, dans tous les deux cas en obtenant de bons résultats.

Dans les études sur des modèles, correspondant à chaque hypothèse de chargement, la méthode est indiquée pour des rationalisations importantes [5]. Les relations de calcul des erreurs moyennes quadratiques donnent la possibilité d'une évaluation exacte de la précision des résultats obtenus et, en même temps, la détermination anticipée de la précision avec la quelle les mesures sur terrain doivent être effectuées pour atteindre la précision imposée.

Reçue le 5 avril 1985

Institut Polytechnique, Jassy,
Laboratoire de Topographie et Photogrammétrie

BIBLIOGRAPHIE

1. Nistor Gh., *Asupra unor metode topografo-geodezice de urmărire a comportării construcţiilor*. Thèse de doctorat, Université de Braşov, 1979.

2. Nistor Gh., *Metodă de calcul a deplasărilor orizontale ale construcțiilor folosind măsurările topogeodezice*. Bul. Inst. polit., Iași, **XXII (XXVI)**, *1—2*, s. I (1976).
3. Nistor Gh., *Metodă îmbunătățită de determinare a deplasărilor verticale ale construcțiilor*. Bul. Inst. polit., Iași, **XXV (XXIX)**, *1—2*, s.V (1979).
4. Nistor Gh., *Evaluarea preciziei de determinare a deplasărilor verticale ale construcțiilor*. Bul. Inst., polit., Iași, **XXV (XXIX)**, *3—4*, s. V (1979).
5. Nistor Gh., *Raționalizări în calculul deplasărilor orizontale ale construcțiilor folosind măsurările topogeodezice*. Bul. Inst. polit., Iași, **XXVI (XXX)**, s. V (1980).

CONTRIBUȚII LA CALCULUL VECTORULUI SPAȚIAL DE DEFORMAȚIE ȘI DEPLASARE A CONSTRUCȚIILOR FOLOSIND MĂSURĂRI GEODEZICE

(Rezumat)

Se prezintă o nouă metodă de calcul a vectorului spațial al deplasării și deformației unei construcții cercetate, cu ajutorul componentelor orizontale și a componentei verticale, determinate ca funcții directe de diferențele unghiurilor orizontale și zenitale, măsurate ciclic în punctele de capăt ale unei baze de lungime fixă.

Se indică și modul de evaluare a preciziei rezultatelor, ca și modalitățile de stabilire anticipată a preciziei măsurărilor din teren.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.K. 626.8

DAS VERHALTEN DER PVC-HART-ROHRE MIT PROFILIERTER WANDUNG BEI INNENDRUCK- UND DICHTIGKEITSPRÜFUNG

VON

EMANOIL BÂRSAN, EMILIAN JAKSCH und V. VÂSCU

1. Einleitung

Das konventionelle Herstellungsverfahren der Rohre aus PVC-hart (Polyvinylchlorid-hart) ist das Strangpressen.

Das der Prüfung unterzogene Rohr wurde aus PVC-hart mit profilierter Wandung, nach einer Verfahrenstechnik die auf dem Prinzip der Wicklung eines Profils und dessen Schweißung an den wendeligen Kontaktstellen beruht, hergestellt. Um diese Verfahrenstechnik für Rohre die in den Bewässerungsanlagen als Zuführungsleitungen eingesetzt werden, anzuwenden, ist es notwendig die Rohre und Rohrverbindungen sowie das zusammengeschweißte PVC-hart-Profil an den wendeligen Schweißnähten auf Innendruck und Dichtigkeit zu prüfen.

Die Anwendung dieser Verfahrenstechnik für die Herstellung der in Bewässerungsanlagen als Zuführungsleitungen eingesetzten Rohre, hat gegenüber den extrudierten Rohren, folgende Vorteile : a) die Rohre mit profilierter Wandung können mit den im Land vorhandenen Anlagen, unter Einsatz von Hilfsvorrichtungen die nicht von Importmittel abhängig sind, hergestellt werden ; b) einsparen von Energie um etwa 10% ; c) einsparen von 15 bis 25% an Rohstoff ; d) gleichwertige Wärmebeständigkeit wie bei den extrudierten Rohre ; e) einsparen von Werkstoff bei der Anlagenkonstruktion (mit einer Profildüse können alle Durchmesser einer Rohrreihe hergestellt werden).

Die Innendruck- und Dichtigkeitsprüfung wurde an Rohren mit Innendurchmesser (D_i) von 125, 150 und 300 mm durchgeführt.

Die der Prüfung untersetzten Prüfkörper wurden laut STAS 6 675/5-76, unter Einhaltung der Bedingung

$$L \geqslant 3D_e, \tag{1}$$

worin : L — Länge des Rohrprüfkörpers, D_e — Aussendurchmesser des Rohres, vorbereitet.

2. Versuchsanlage

Die Durchführung der Innendruck- und Dichtigkeitsprüfung wurde mit der in Abb. 1 dargestellten Versuchsanlage vorgenommen.

Die Versuchsanlage besteht aus folgenden Einheiten : a) Hydrophorkessel, im Versuchslabor des Lehrstuhls für hydrotechnische Bauten und Anlagen der Fakultät für Hydrotechnik, Jassy ; b) Hochdruckverbindungsschläuche ; c) Prüfstand für Innendruck- und Dichtigkeitsprüfung in dem Rohrprüfkörper mit Längen gemäß STAS 6 675/2-76 (Abb. 2) der Prüfung unterzogen werden können; d) Druckmeßgeräte, Tastmikrometer und Stopuhr.

Als Variante wurde für die Erzeugung der Versuchsdrück an Stelle der Hydrophorkessel, ein Satz Elektro-Verdichter verwendet.

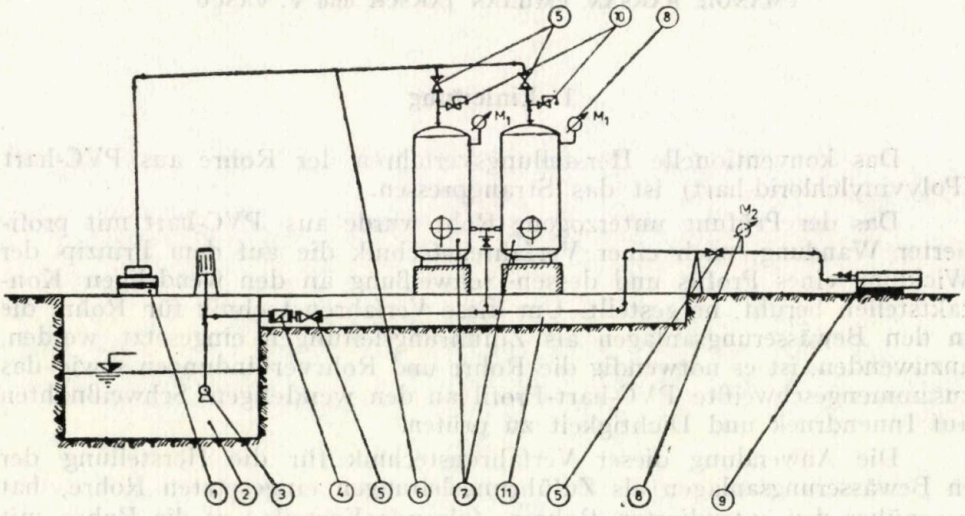


Abb. 1. — Schema der Versuchanlage : *1* — Verdichter ; *2* — Behälter ; *3* — Senkrechte Pumpe; *4* — Klappe ; *5* — Ventil ; *6* — Luftsteuerleitung ; *7* — Hydrophoranlage ; *8* — Manometer; *9* — Prüfstand für Rohre ; *10* — Sicherheitsventil ; *11* — Leitungskanal.

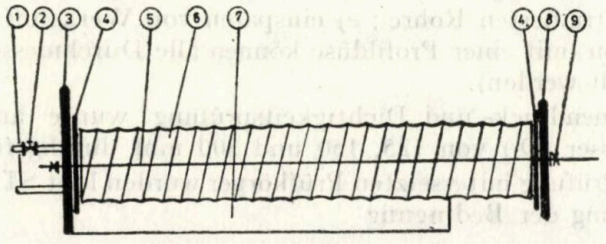


Abb. 2. — Prüfstand für Rohre : *1* — Hochdruckanschluß ; *2* —Entlüftungsventil ; *3* —Feste Blockierung ; *4*—Gummidichtung ; *5* — Gewindesprindel ; *6* — Rohrprüfling ; *7* — Prüfstand ; *8* — Verstellbare Blockierung ; *9* — Spannmutter.

Der Prüfstand besteht aus einem Untergestell aus U-Eisen, Blockierungen (eine feste und eine verstellbare), Gummidichtungen für das Abdichten der Enden der Rohrprüfkörper und welche die Längsausdehnungen ermöglichen, zwei Gewindespindeln für die Blockierung der Prüfkörperenden, Verbindungsstutzen an der festen Blockierung, der mittels eines Hochdruckschlauches mit der Saug—Druckpumpe oder mit den Elektroverdichtersatz (Abb. 2) in Verbindung steht.

3. Berechnung des Innendrucks für den Versuch

Die Bestimmung des Versuchsinnendrucks erfolgt laut dem Standard STAS 6 675/5-76 mit der Gleichung

$$(2) \qquad p = \frac{2g\sigma}{D_e - 2g}, \qquad [\mathrm{N/m^2}],$$

worin : p — Versuchsinnendruck, [N/m²] ; g — Rohrwandstärke, [m] ; D_e — Rohraussendurchmesser, [m] ; $\sigma = 390.10^5$ N/m².

Die Innendruckprüfung laut der Gleichung (2) erfolgt bei einer Temperatur von 20°C. Für Rohre mit $D_i = 125$ mm, $p = 12{,}48$ daN/cm² ; für Rohre mit $D_i = 150$ mm, $p = 10{,}4$ daN/cm² ; für Rohre mit $D_i = 300$ mm, $p = 5{,}2$ daN/cm².

Die am Rohr gemessene Wandstärke betrug 2 mm und $D_e - 2g = D_i$.

4. Durchführung der Versuche

a) Der Rohrprüfkörper wird sorgfältig von Fett- und Schmutzspuren befreit.

b) Es werden die Maße des Prüflings bestimmt und die Versuchsdrücke ausgerechnet.

c) Der Rohrprüfkörper wird im Prüfstand eingesetzt.

d) Füllen des Rohrprüflings mit Wasser.

e) Der Rohrprüfling wird an den Druckerzeuger angeschlossen und zunehmend wird der Innendruck stufenweise mit je 1 Bar angelegt und bei jeder Stufe 60 Sekunden aufrecht erhalten.

f) Zu beobachten ist ob zwischen den wendelig geschweißten Profil Wasser austretet und gemessen werden die Längsausdehnungen.

g) Der Versuchsdruck wird innerhalb von 60 Sekunden erhalten.

5. Ergebnisse

a) Alle Rohrprüflinge (ohne Verbindungsstücke) die dem nach Gl. (2) berechneten Innendruck der Prüfung unterzogen wurden, weisen keine Beschädigungen auf.

b) Die Rohrprüflinge mit der Profilbreite von 30 mm weisen eine größere Längsverformung auf als die mit einer Profilbreite von 62 mm.

c) Während der Versuchsdauer wurde kein Wasseraustritt an den Prüflingen beobachtet.

d) An den Prüflingen mit Muffenverbindungen, wurde schon bei Drücken von 1 ... 1,5 daN/cm² ein Wasseraustritt bemerkt.

Die Längsausdehnungen für Rohre mit $D_i = 125$ mm und 150 mm, mit einer Profilbreite von 62 mm, sind nicht bemerkenswert.

Tabelle 1

Längsausdehnungen für Rohre mit $D_i = 125$ mm und 150 mm, mit 30 mm Profilbreite

Prüfdruck daN/cm²	Längsausdehnung, [mm]	
	$D_i = 125$	$D_i = 150$
0,5	0,06	0,05
1,0	0,22	0,18
1,5	0,45	0,40
2,0	0,59	0,54
2,5	0,78	0,70
3,0	1,14	0,90
3,5	1,30	1,00
4,0	1,40	1,20

6. Schlußfolgerungen

1. Die Prüflinge der Rohre mit den Innendurchmessern von 125 und 150 mm sowie die mit 300 mm und Profilbreite von 30 mm, bestanden die Prüfung bei Innendruckversuch mit Wasser gemäß der Gl. (2) des Standards STAS 6 675/1-76 und 6 675/5-76. Es wird aber festgestellt daß die Ausdehnungen in Längsrichtung relativ groß sind, sodaß bei der Montage einer Leitung bestehend aus solchen Rohren, eine Ausdehnungsleitung oder ein Ausdehnungsstück eingebaut werden muß.

2. Die Prüflinge der Rohre mit Innendurchmesser von 125 und 150 mm und einer Profilbreite von 62 mm verhalten sich gut bei der Innendruckprüfung gemäß des obigen Standards. In diesem Fall sind die Längsausdehnungen gering.

3. An den geprüften Rohrkörpern, wurde an den Schweißfugen des Profils während der Versuche kein Wasseraustritt bemerkt.

4. Die mit Schrumpfmuffenverbindungen hergestellte Rohrprüflinge die als Versuchlösung vom Abnehmer vorgeschlagen wurden, gewähren nicht die geforderte Abdichtung, sodaß schon bei kleineren Innendrücken als 1,5 daN/cm² diese nachgibt.

5. Das Abdichten der Rohrverbindungen fordert noch Versuche um eine entsprechende Lösung zu finden, die den Betrieb der Leitung und das Abdichten der Rohrverbindungen gewährleistet.

Eingegangen am 20. April 1985

Technische Hochschule, Jassy,
Lehrstuhl für hydrotechnische Bauten und Anlagen

COMPORTAREA ŢEVILOR DIN PVC DUR CU PERETE PROFILAT LA PRESIUNE INTERNĂ ŞI ETANŞEITATE

(Rezumat)

Tehnologia convenţională de fabricare a ţevilor din PVC dur se bazează pe principiul extruderii.

Ţevile supuse testării (D_t = 125, 150, 300 mm) se realizează din PVC dur cu perete profilat după o tehnologie care se bazează pe principiul înfăşurării elicoidale a unui profil şi sudării în punctele de contact.

Pentru extinderea utilizării tehnologiei la ţevile folosite la alimentarea cu apă pentru irigaţii este necesară testarea la presiune internă şi etanşeitate în zona de lipire a profilelor din PVC dur.

Atît ţevile cu profilul de 30 mm cît şi cele cu profilul de 62 mm, folosite pentru diametrele D_t= 125, 150, 300 mm, rezistă la presiunea de încercare specificată în STAS 6 671/1-76 şi 6 675/5-76, dată de relaţia (2).

La ţevile realizate cu profile de 30 mm se constată că deformaţiile longitudinale sînt relativ mari în comparaţie cu cele de 62 mm. Acest fapt impune montarea pe conducta realizată cu aceste ţevi a unor compensatori de dilataţie.

Toate ţevile cu perete profilat, supuse testării, au arătat o bună etanşeitate în zona de lipire a profilelor din PVC.

Ţinînd seama de avantajele tehnico-economice pe care le au ţevile din PVC dur cu perete profilat, în comparaţie cu cele realizate prin extrudere, se recomandă pentru utilizarea lor la alimentarea cu apă în agricultură.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.K. 666.8.9

UNTERSUCHUNGEN BEZÜGLICH DER POROSITÄT UND DER MECHANISCHEN FESTIGKEITEN DER MÖRTEL IN SULFAT- UND MAGNESIUMHALTIGEN MEDIEN

VON

ALINA GORINCIOIU, LIVIU GROLL und MIRCEA RUJANU

1. Allgemeine Betrachtungen

Der Korrosionsabbau der unterirdischen Betonelemente sowie auch der oberirdischen in Anwesenheit der Sulfationen, nimmt einen wichtigen Platz der chemischen Korrosion des Betons ein.

Die Frequenz und die Intensität mit welcher diese Phänomene stattfinden, sowohl in den natürlichen aggresiven und vorzugsweise in industriellen Medien, führte zu zahlreichen Studien für die Erläuterung der sulfatischen Korrosionsmechanismen sowie auch für die Wahl der effizienten Schutzmaßnahmen.

In vorliegender Arbeit verfolgte man den Einfluß der Faktoren welche die Zusammensetzung, die Struktur und bzw. die Porosität des erhärteten Zements aus den Mörteln bestimmen, bezüglich des Verhaltens unter sulfatischer Korrosion.

2. Kennzeichen der sulfatischen Korrosion

Die Sulfationen sind in dem Oberflächenwasser, im Grundwasser, in den Böden und in vielzähligen industriellen Abwässern enthalten. In den Gewässern der Flüße ist der Sulfatgehalt zwischen 60...100 mg SO_4^{2-}/dm^3, kann aber manchmal bis zu 3 000 ... 4 000 mg SO_4^{2-}/dm^3 anwachsen und bei einigen mineralisierten Abwässern noch bis 10 000 ... 14 000 SO_4^{2-}/dm^3. In einigen sehr aggresiven industriellen Medien (in der Industrie der Sodaprodukte, der Kunstdüngemittel, der Zellstoffe und Papierindustrie) kann man auch höhere Konzentrationen feststellen. Die Sulfationen der industriellen Atmosphäre stammen von den mit SO_2 angereicherten Abgasen in Anwesenheit des Sauerstoffes und der natürlichen Luftfeuchtigkeit.

Der Abbau des Betons, bzw. des erhärteten Zements aus dem Beton unter dem Einfluß der Sulfationen ist das Resultat von zwei Prozeßen, welche sich überlagern u.z. das Anwachsen der Löslichkeit der Zementbestandteile (Korrosion duch Lösung) und Bildung zusammen mit der Hydratationsprodukten des Zements einiger Komplexe mit einer hohen Anzahl von Kristallisationswassermolekülen (Expansionskorrosion).

Im ersten Stadium der sulfatischen Korrosion entsteht im erhärteten Zement das hydratierte Kalziumsulfat mit der Beteiligung der Ca^{2+}-Ionen aus der intragranulären Lösung. Für das Sulfat eines zweiwertigen Metalls, spielen sich folgende Reaktionen ab :

$$MeSO_4 \rightarrow Me^{2+} + SO_4^{2-},\ Me^{2+} + 2H_2O \rightarrow Me(OH)_2 + 2H^+,\ Ca(OH)_2 \rightarrow Ca^{2+} + 2OH^-,$$

$$SO_4^{2-} + Ca^{2+} + 2H_2O \rightarrow CaSO_4.2H_2O,\ 2H^+ + 2OH^- \rightarrow 2H_2O.$$

Das hydratierte Kalziumsulfat geht aus der Lösung in Abhängigkeit von der Konzentration in die feste Phase über, unter Einfluß der Temperatur und der Systemzusammensetzung. Im darauffolgenden Stadium reagiert es mit den Kalziumhydroaluminaten aus dem erhärteten Zement und es entsteht ein komplexes Salz, das Kalzium — Hydro-Schwefelaluminat, welches zusammen mit dem vorhergehend entstandenem Gips die Expansion des erhärtenen Betons herbeiführt.

Aus diesen Ausführungen kann man folgern, daß die Diffusion der SO_4^{2-}-Ionen im erhärtenen Beton bedeutend die Intensität des aggresiven Angriffs beeinflußt.

Die in dieser Hinsicht unternommenen Studien [1], [3], [6] zeigen, daß die Diffusionsgeschwindigkeit der SO_4^{-}- Ionen von der mineralogischen Zusammensetzung und der spezifischen Oberfläche des Zements, vom Verhältniß Wasser/Zement, von der Anwesenheit der aktiven Zusätze und von der Natur des Kations der Sulfate abhängt. Obwohl nicht eine direkte Proportionalität zwischen der Intensität der Korrosionsprozeße und den Diffusionserscheinungen besteht, kann man trotzdem schätzen, daß die Bestimmung der optimalen Betonzusammensetzung, vor allem bezüglich der Bestimmung der Zementsdose und des Wasser/Zement-Verhältnißes, zur Herstellung einer kompakten internen Struktur und zum Korrosionswiderstand maßgebend sind.

3. Kennzeichen der magnesischen Korrosion

Die Magnesiumsalze reagieren direkt mit dem Kalziumhydroxyd aus dem erhärteten Zement, und es ensteht ein Kalziumsalz daß leicht löslich ist und Magnesiumhydroxyd, welches schwer löslich ist und keine Bindemitteleigenschaften besitzt.

Bei der Aggressivität einer Magnesiumchloridlösung spielt sich folgende Reaktion ab :

$$MgCl_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaCl_2 + Mg(OH)_2.$$

Der korrosive Angriff erfolgt auch auf die Hydroaluminate des Kalziums aus dem erhärteten Zement, welche laut Gleichung :

$$3MgCl_2 + 3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O \rightarrow 3CaCl_2 + Al(OH)_3 + 3Mg(OH)_2$$

abgebeut werden. Das Magnesiumhydroxyd, welches schwer löslich ist, lagert sich in den Poren und den Mikrorißen der erhärteten Zements ab und beeinflußt die Ionendiffusion, welche am Korrosionsprozeß teilnehmen. Die kleinen Konzentrationen der Mg^{2+}-Ionen des aggressiven Mediums bevorzugen die Entstehung aufgelockerter Ablagerungen von $Mg(OH)_2$,

was zur Intensifizierung der Korrosion führt, wogegen bei großen Konzentrationen von Mg^{2+}-Ionen sich kompakte Ablagerungen bilden, welche den Beton schützen, und ihm somit die Stabilität unter diesem Angriff vergrößern.

4. Untersuchungsbedingungen

Die Laboruntersuchungen gigen von der Voraussetzung aus, daß der Korrosionswiderstand des Betons nicht nur durch Anwendung von Spezialzementen mit hohem Korrosionswiderstand und durch sekundäre Schutzmaßnahmen, was aufwändig ist, vergrößert werden kann, sondern vor Allem duch eine zweckmässige Zusammensetzung.

Man untersuchte sechs Rezepte von Mikrobeton und nahm als Variable der Zusammensetzung die Zementdose und das Wasser/Zement Verhältniß, welche direkt die Kompaktität des Betons beeinflußen. Die Bindemitteldosis, ausgedrückt als Verhältniß Bindemittel/Zuschlagsstoffe war 0,75/1 und 2/3 und das Wasser/Zement Verhältniß war 0,35 und 0,65, wobei man in allen Fällen eine schwach-plastische Konsistenz des Mikrobetons wählte. Man verwendete polygranulären Quarzsand von vier Sorten mit der Größtkornabmessung $d_{max} = 7$ mm und Zement Pa 35. Man erstellte prismatische Prüflinge 40 ×40 ×160 mm, welche in die aggressiven Medien gleich nach der Ausschalung eingelegt wurden. Als aggressive Medien verwendete man Natriumsulfatlösungen und Gemische von Natrium- und Magnesiumsulfatlösungen mit den Konzentrationen 500, 1 000, 5 000 mg SO_4^{2-}/dm^3 und Magnesiumchloridlösungen 200, 1 500 und 3 000 mg Mg^{2+}/dm^3. Diese Konzentrationen entsprechen am besten den konkreten Gegebenheitee der Betonverwendung in sulfatisch aggressiven Medien und setzen einn Expansionskorrosion mit dem Entstehen des Kalzium—Hydroschwefelaluminats voraus. Als Zeugeproben verwendete man gleiche Prüflinge, welche in Trinkwasser aufbewahrt wurden.

Man verfolgte das Verhalten der Proben zeits der Versuche, durch direkte Betrachtung der Expansionen und der Riße, deren Anzahl und Verteilung und man bestimmte nachträglich die mechanischen Festigkeiten für Zugbelastung durch Biegung und Druckbelastung.

Die erhaltenen Resultate ermöglichten, daß man von den sechs gewählten Rezepten nur drei (s. Tabelle 1) die bis zu 180 Tagen weiterverfolgt wurden, welche ein gutes Verhalten aufwiesen.

Tabelle 1

Rezept Nr.	Zement/Zuschlagsstoffe Verhältniß	Wasser/Zement Verhältniß
R I	0,75/3	0,64
R II	1/3	0,53
R III	2/3	0,35

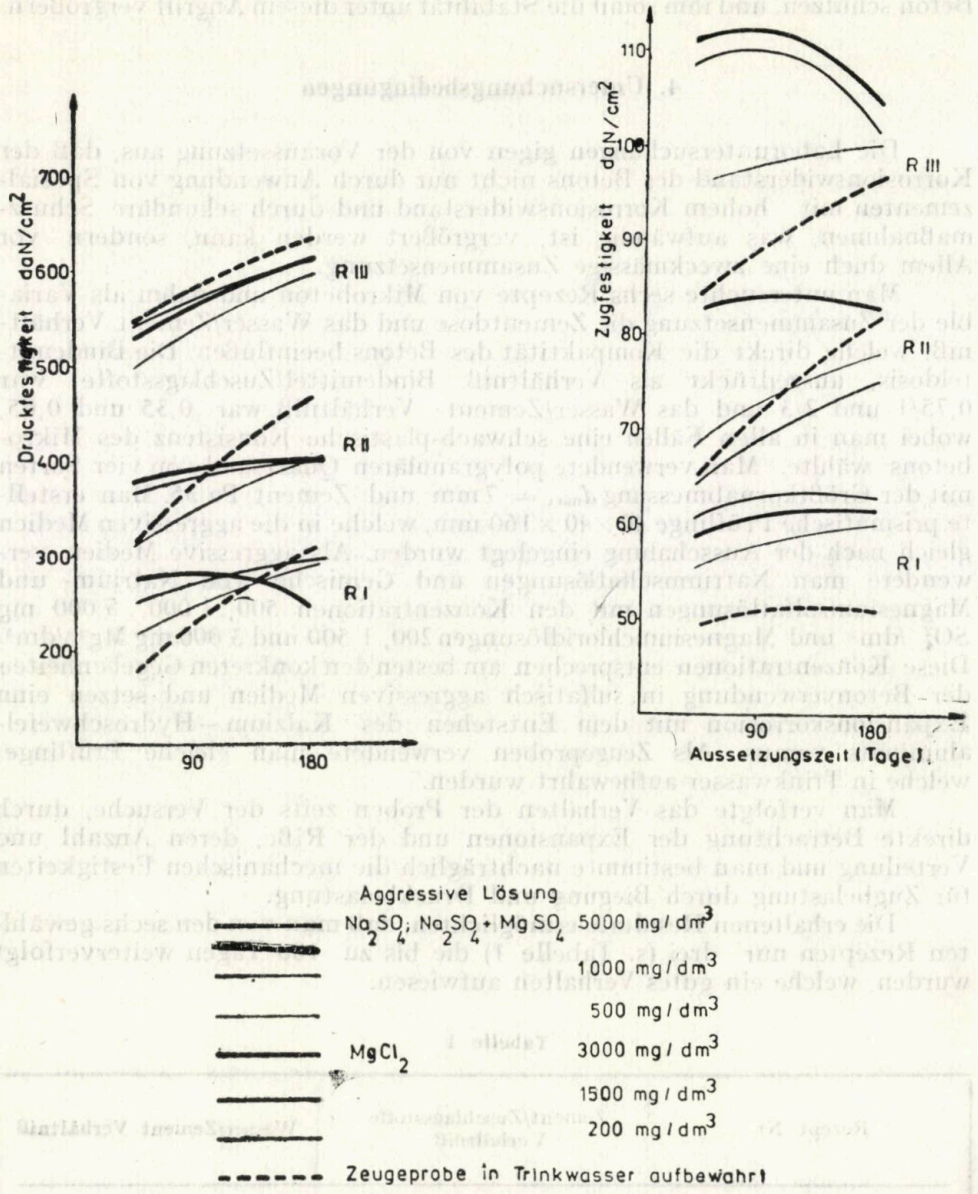


Abb. 1. — Mechanische Festigkeiten der Mikrobetonproben, welche in sulfatischen Medien aufbewahrt wurden.

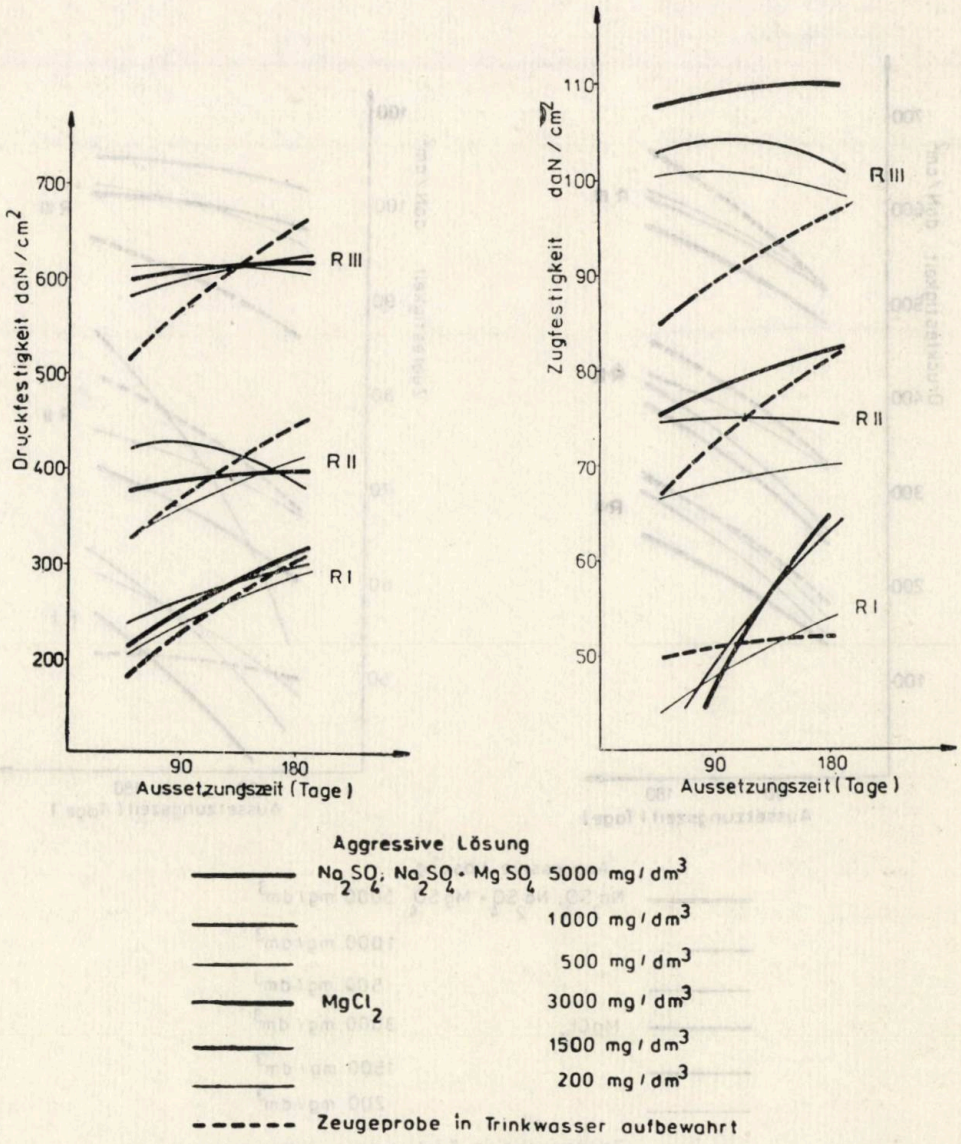


Abb. 2. – Mechanische Festigkeiten der Mikrobetonproben, welche in aggressiven sulfatischen Mischungsmedien aufbewahrt wurden.

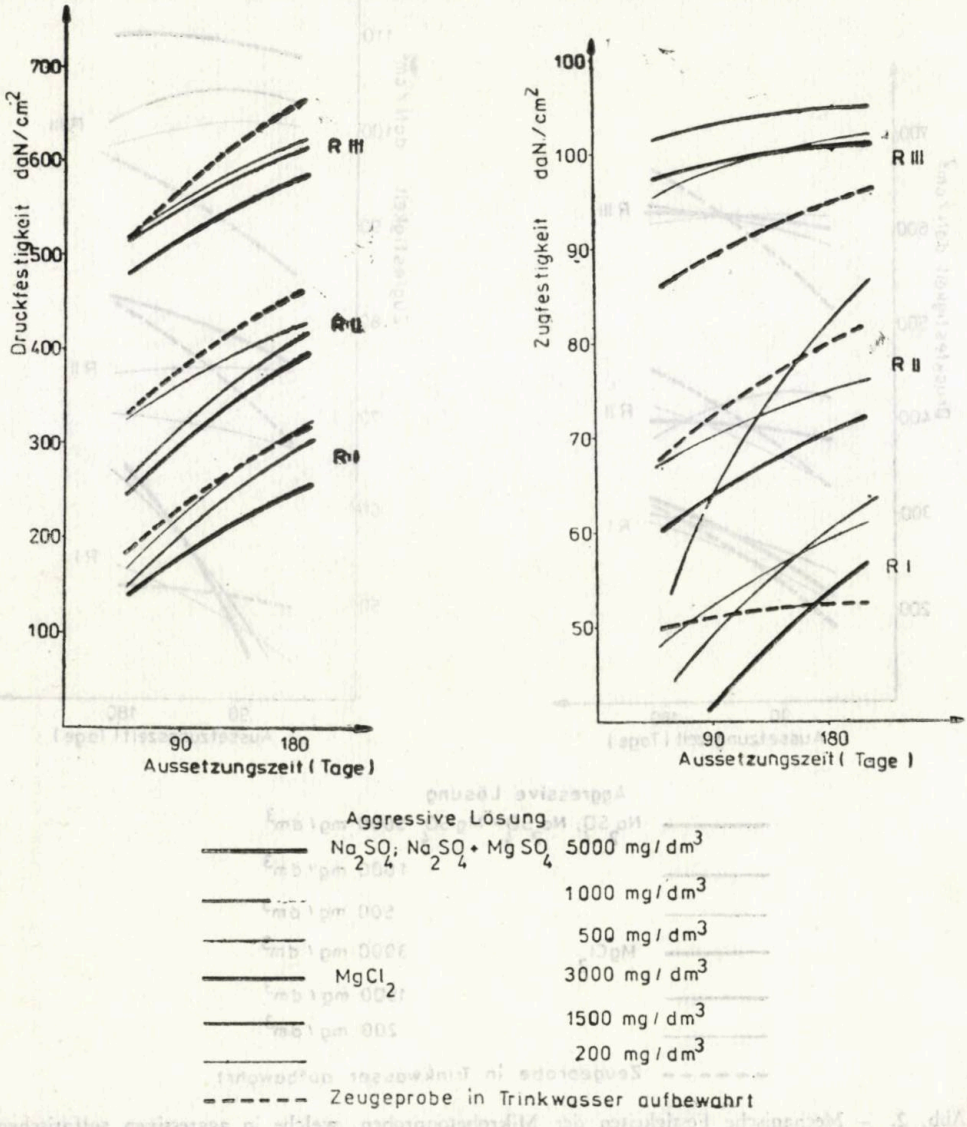


Abb. 3. — Mechanische Festigkeiten der Mikrobetonproben, welche in aggressiven magnesischen Medien aufbewahrt wurden.

Die zeitliche Veränderung der mechanischen Festigkeiten der Mikrobetonproben, welche in aggressiven Medien aufbewahrt wurden, sowie auch der in Trinkwasser aufebewahrten Zeugeproben ist für die verschiedenen verwendeten aggressiven Medien in den Abb. 1...3 wiedergegeben.

5. Schlussfolgerungen

1. Die Veränderung der Mikrobetonzusammensetzung durch Variation der Bindemitteldose und des Wasser/Zement-Verhältnißes bei den drei untersuchten Rezepten zeigen ein verschiedenes Verhalten unter sulfatischen und magnesischer Korrosion.

2. Man konnte Veränderungen in der Evolution des Korrosionsprozeßes in Abhängigkeit von der Natur der Ione und von der Lösungskonzentration feststellen.

3. Die Druckfestigkeiten sind durch die Korrosion mehr beeinflußt als die Zugfestigkeiten durch Biegung derselben Proben.

4. Der evolutive Charakter der Sulfat-Korrosion war ausgeprägter in den ersten drei Monaten im aggressiven Medium, wonach man eine Stagnation feststellen konnte, was auch mit den Resultaten anderen Forschungen übereinklingt. Diese ist durch das Verkleinern der Konzentration von $Ca(OH)_2$ aus dem erhärteten Zement durch Lösung und die Veränderung der Struktur der Gel-Produkte aus dem erhärteten Zement unter der Einwirkung der Sulfationen aus dem aggressiven Medium zu erklären.

5. Die magnesische Korrosion (Abb. 3) schreitet ununterbrochen fort und ist bei den konzentrierten Lösungen intensiver ($MgCl_2$ 3 000 mg/dm^3) als bei den weniger konzentrierteren ($MgCl_2$ 200 mg/dm^3), was also zeigt, daß bei den angenommenen Konzentrationen sich der Schutz-Effekt der $Mg(OH)_2$- Ablagerungen nicht wirksam machte, sodaß diese Ablagerungen porös und leichtdurchläßig für das aggressive Medium sind.

6. Die mechanischen Festigkeiten der Prüflinge, die in Na_2SO_4-Lösung mit einer Konzentration von 500 mg SO_4^{2-}/dm^3 aufbewahrt wurden, waren kleiner als jene in konzentrierterer Lösungen mit 1 000 und bzw. 5 000 mg SO_4^{2-}/dm^3, unabhängig von der verwendeten Rezeptur. Dies kann man erklären daß bei einer Konzentration von 500 mg SO_4^{2-}/dm^3 die Korrosion durch Expansion mit Entstähung von Hydrosulfataluminaten (mono- oder dreisulfatiert) vorherrscht als die Korrosion durch Gips.

7. Das Rezept R I, mit einem Verhältniß Bindemittel/Zuschlagsstoffe= =0,75/3 und einen Verhältniß Wasser/Zement = 0,64 führte zu einer ungenügenden Kompaktität des Mikrobetons. Das kleine Volumen der Zementpaste und der Wasserüberschuß führten zu einer porösen Struktur, die korrosionsunwiderstandsfähig ist. Das Rezept R III, mit einem Verhältniß Bindemittel/Zuschlagsstoffe = 2/3 und einem Wasser/Zement-Verhältniß = 0,35 ermöglichte eine gute Kompaktität und eine verbesserte Korrosionsstabilität, hervorgehoben vor allem durch die Evolution der Druckfestigkeiten der in Na_2SO_4-Lösungen aufbewahrten Prüflinge.

8. Beim Entwurf und Herstellung der Betons für aggressive Medien (sulfathaltige) muß man sowohl die Betonzusammensetzung als auch die Natur und die Ionenkonzentration des aggresiven Mediums inbetracht-

ziehen. Ebenfalls ist die mineralogische Zementzusammensetzung wichtig und die Zwischenwirkungen angegebener Faktoren, was das Korrosionsverhalten beeinflußt.

Eingegangen am 22. Mai 1985

Technische Hochschule, Jassy,
Lehrstuhl für Beton und Baustoffe

LITERATURVERZEICHNIS

1. Crăciunescu L., *Die Diffusion einiger Ionen durch Eisen hydroxyd-Gel.* Zement — Kalk—Gips, **21**, *10*, 480—482 (1971).
2. Nadu M., *L'influence de la nature du cation des sels contenus dans les eaux sulfatiques sur leur agressivité envers le beton.* Rev. Matér. Constr., *642*, 98—101 (1969).
3. Riedel W. u.a., *Der Einfluss der Zementmineralien auf die Korrosionsbeständigkeit von Portlandzementen in Magneziumsalzlösungen.* Zement—Kalk—Gips, **60**, *7*, 283—300 (1971).
4. Рубецкая В. и др., *Метод расчета глубины разрушения бетона в условях коррозии.* Бетон и железобетон, **16**, *10*, 3—6 (1971).
5. Савина Н. А. и др., *Коэффициент проницаемости как критерии оценки стойкости бетона в агрессивных средах.* Бетон и железобетон, **16**, *10*, 5—7 (1971).
6. Teoreanu I., Nguyen Ngoc Anh, *Correlations between Corroding Effect of Salt Solutions and the Nature of thei Ions for the Hardening of Calcium Silicates.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XVIII (XXII)**, *1—2*, s. II, 45—52 (1972).

CERCETĂRI ASUPRA POROZITĂŢII ŞI REZISTENŢELOR MECANICE LA MORTARE EXPUSE ÎN MEDII SULFATICE ŞI MAGNEZIENE

(Rezumat)

Se studiază influenţa dozajului de ciment şi a raportului A/C asupra comportării la coroziunea sulfatică şi magneziană a unor microbetoane confecţionate cu un ciment Pa 35, fără caracteristici speciale de rezistenţă la coroziune.

Se relevă faptul că structura pietrei de ciment din beton, mai ales compactitatea acesteia, determină evoluţia fenomenelor de difuzie a soluţiilor agresive prin porii pietrei de ciment şi influenţează comportarea la coroziune. Alegerea unei compoziţii adecvate a microbetonului cu un factor $A/C=0{,}35$ şi un raport liant : agregat = 2 : 3, asigură o bună comportare pentru un timp de expunere de 180 de zile în mediile agresive sulfatice şi magneziene studiate.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 627.1

CONSIDÉRATIONS CONCERNANT LA SOLUTION POUR L'ÉVACUATION DES DÉBITS DE CRUE D'UN TORRENT D'EAU ET DES GALETS

PAR

N. POPOVICI

1. Considérations générales

L'aménagement complexe d'un torrent implique d'une façon obligatoire des travaux de correction du lit d'écoulement de la zone inférieure (le cône de déjection), pour le protéger contre les érosions et pour assurer l'évacuation des débits de crue sans l'inondation ou le colmatage des objectifs économiques.

Ces travaux sont surtout nécessaires dans le cas où les pantes du thalweg dans cette zone sont plus grandes ou plus petites, dans le cas ou la capacité de transport du lit est plus réduite (à cause du colmatage avec du matériel alluvionnaire), dans le cas des tracés instables, des surpattages de quelques voies de communications, des confluences nonappropriées etc. Il y a aussi des problèmes à part dans le cas des torrents avec des crues ayant un grand degré de chargement alluvial grossier (galets et graviels) ou dans le cas des cônes de déjection de grandes longueurs.

L'aménagement a, d'habitude, en vue, deux solutions. La première est basée sur le réprofilage et la consolidation du lit qui existe, tandis que la deuxième solution implique l'exécution d'un chenal d'évacuation jusqu'à l'émissaire naturel.

Les problèmes qui doivent être solutionés pour de tels lits (ou chenaux) d'évacuation regardent l'établissement du trassé, la détermination de la pente longitudinale qui doit assurer à l'eau une vitesse entre les limites de nonérosion et nonsédimentation et avec le choix de la section transversale et de la manière de consolidation.

On présente des aspects et des considérations concernant l'aménagement de la partie inférieure d'un torrent d'eau et des galets, qui se manifeste d'une manière active dans une zone piemontanne caractérisée par la prédominance des roches détritiques peu cimentées, avec des accentués processus de dégradation et de torrentialité qui déterminent des crues avec un grand pouvoir d'entrainer et de transporter des alluvions de grandes dimensions.

2. Recherches en terrain

Les recherches effectuées concernent le torrent Vîrvănoaia, qui s'attaque au versant Odobești—Vidra et qui se jette sur la partie droite dans la rivière Putna, du département Vrancea (Fig. 1).

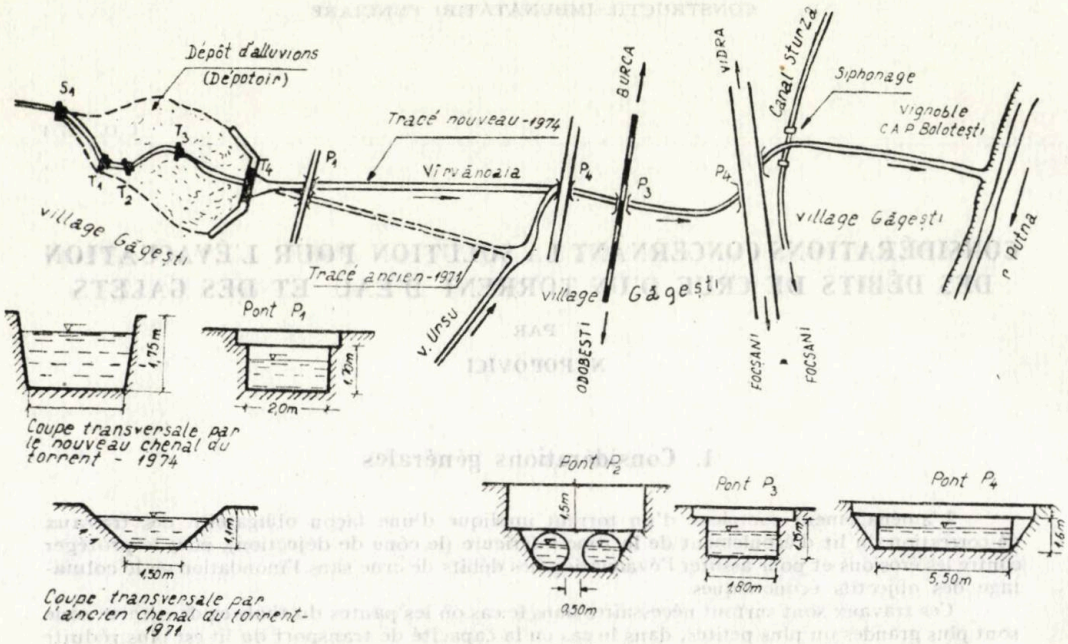


Fig. 1. — L'esquisse de la zone inférieure du torrent Vîrvănoaia.

Le débit de crue avec l'assurance de 5% est de 26,2 m³/s et celui enregistré en 1972 (correspondant à l'assurance de 2,4%) a été de 34,2 m³/s. Avant d'aménager le bassin versant et le lit d'écoulement avec des travaux transversaux, les crues qui entrainaient des grandes quantités de galets et de graviels (Fig. 2), ont produit des grands préjudices par l'inondation et le colmatage du village Găgeşti, de la voie ferrée étroite Odobeşti—Burca, de la chaussée modernisée Focşani—Vidra, de quelques routes locales et aussi au canal d'irrigation Sturza.

Le travail d'aménagement initié pendant la première étape (1970—1971) pour l'évacuation des eaux des crues, concernait un chenal d'évacuation pour lier le dernier travail transversal (barrage) avec la rivière Putna. Ce chenal, consolidé par maçonnerie en pierre avec du mortier de ciment, ne s'est pas comporté d'une manière satisfaisante, étant détruit, colmaté et désengréné sur toute sa longueur jusqu'à l'émissaire naturel, à cause de la première crue plus importante.

Les principales causes de la destruction du chenal d'évacuation du torrent Vîrvănoaia sont les suivantes :

a) Le trassé inadéquat pour l'évacuation des grands débits chargés d'alluvions, ayant deux courbes de 90° dans la zone de confluence avec v. Ursu (fig. 1) a fait très difficile l'évacuation des eaux de crue ; ces eaux en quittant le chenal ont inondé et colmaté des parties de la zone intra-muros.

b) La section trop petite du chenal (fig. 3), par rapport à celle qui a été nécessaire à l'évacuation du debit de crue enregistré en 1972.

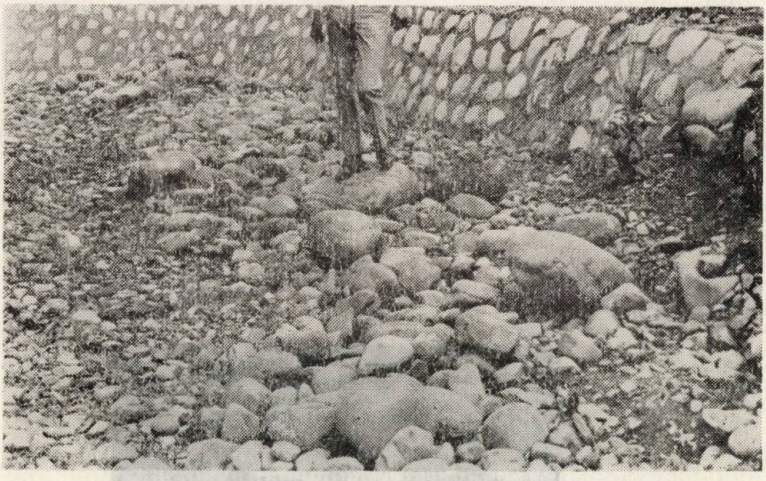


Fig. 2. — Les matériaux alluvionaires transportés par les crues dans le chenal d'évacuation du torrent Vîrvănoaia (1972).

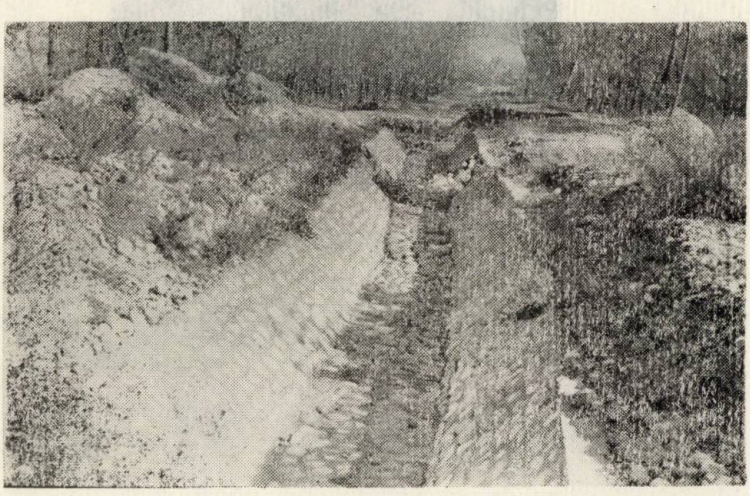


Fig. 3. — L'ancien chenal d'evacuation du torrent Vîrvănoaia, consolidé avec de la maçonnerie au mortier de ciment.

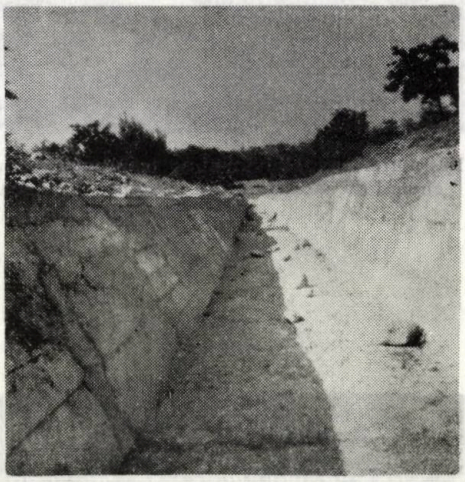


Fig. 4.—Le chenal d'evacuation du torrent Vîrvănoaia après la refaite, consolidé par bétonage (1974).

c) Le raccordement trop brusque du dernier barrage (T_4) sur une distance de seulement 10 m, où se produit le passage de la largeur de 15 m du dissipateur d'énergie du barrage à la section de 1 m qui représente la largeur au fond du chenal d'évacuation (sous un angle de cca. 35°). C'est la cause pour la quelle une trop brusque variation des profondeurs est produite en section, ce qui a mené aux colmatages locales et aux écoulements avec des grandes vitesses en aval qui ont détérioré la consolidation du chenal.

d) Des appontements au-dessus du chenal d'évacuation mal emplacés avec des débouchés superficiels et des raccordements incorects. On considère complètement éronée la construction des appontements à l'aide de deux tubes sur des chenaux d'évacuation dont les crues ont un grand débit solide, parce qu'on crée par la jonction de ces deux tubes un obstacle au milieu du chenal qui produit l'obturation de la section, de remous positif en amont et des dépôts d'alluvions aux crues.

Dans le cas de ce torrent, comme aussi pour les autres de la zone, la facilité avec la quelle ont été détériorées les consolidations du chenal d'évacuation est due aussi au fait que ces consolidations ont été exécutées en pierre de rivière (gallet) qui n'a pas été suffisament tranchée au coin pour un bon ancorage dans la masse de la maçonnerie. La rapidité de la détérioration est aussi la suite de l'utilisation d'un mortier de ciment avec un dosage insuffisant et d'une surveillance superficielle de la main d'oeuvre.

Les travaux d'évacuation effectuées après 1974 ont tenu compte dans une plus grande mesure des caractéristiques géomorpho-hydrologiques du torrent, ont été exécutés avec plus d'attention, en employant des matériaux de meilleure qualité et une technologie adequate (Fig. 4). Ils se présentent bien jusqu'à présent quoique des déficiences concernant le calcul et l'exécution soient encore signalées surtout aux souspassages.

Très efficient s'est avéré le dépôt d'alluvions (dépotoir) créé par l'intermédiaire du barrage T_4. Ce travail, placé dans l'amont du cône de déjection, a retenu une grande partie des alluvions transportées par les crues, protégeant ainsi le chenal et les objectifs économiques d'aval aussi.

On a ensuite maintenu un appontement realisé par deux tubes (P_2) qui produit des difficultés d'exploitation. Au souspassage de la chaussé Focşani—Vidra (Fig. 5 *a*), entre l'ouverture du pont dallé (P_4) de 5,40 m et la largeur au fond du chenal d'évacuation de 1,80 m, existe une grande disproportion ; le raccord seulement sur 3 m longueur est réalisé avec des grandes pertes de charge aux crues, ce qui conduit au colmatage du pont avec du matériel alluvionaire. En même temps, compte tenu de la noncoordination efficiente en temps des actions d'aménagement de la zone d'évacuation de la part des divers secteurs de propriété des objectifs économiques affectés, les capacités de transport des appontements placés à l'intersection avec le chenal d'évacuation du torrent sont différentes d'amont vers aval, dans une nonconcordance avec les débits de crue.

Quelques difficultés liées à l'évacuation des crues dans le cas des autres torrents qui entrecroisent le canal Sturza sont dues surtout à la grande densité des objectifs y emplacés (voies de communication, localités, etc.) et à la grande longueur des zones naturelles de depôts (cônes des déjections).

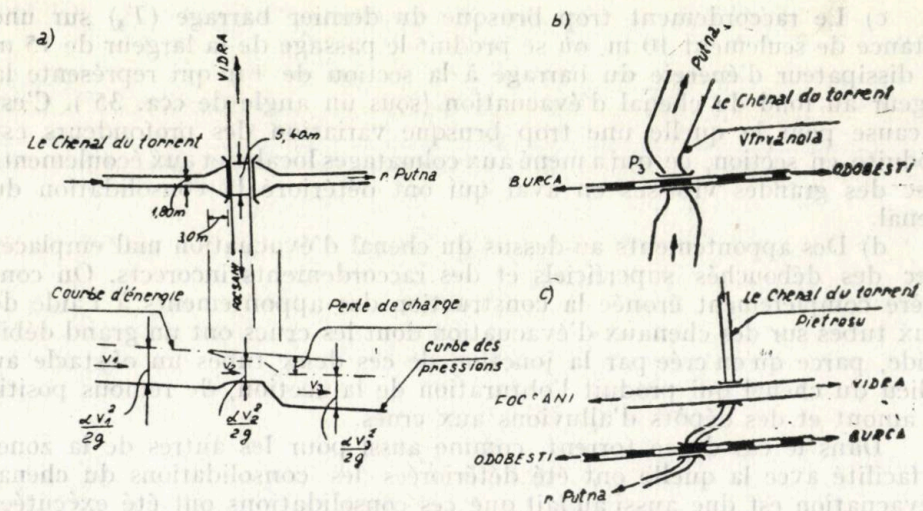


Fig. 5. — Souspassages noncorrespondants des voies de communication : *a* et *b* — le torrent Vîrvănoaia ; *c* — le torrent Pietrosul, situé dans la même zone.

3. Conclusions

1. Pour évacuer dans de bonnes conditions (sans érosions ou dépôts) des crues torrentielles avec un degré élevé de chargement avec des matériaux alluvionaires grossiers et pour la protection de quelques constructions coûteuses, on recommande une grande attention pour assurer une capacité de transport correspondante de la crue exceptionnelle des lits aménagés dans la zone inférieure ; on recommande le choix d'un trassé le plus rectiligne possible et le choix d'une pente du chenal qui permet l'évacuation sans depôt ni erosion du lit, le transit du débit solide et l'aménagement des souspasages (ponts) qui évitent les grandes dissipations d'énergie du courant.

2. Quant à la partie inférieure de quelques torrents il y a des objectifs économiques importants aux quels le colmatage avec des matériaux apportés par les crues produit de grandes dommages; le but principal des travaux hydrotechniques du réseau d'écoulement, et en géneral de l'aménagement, entier, doit être la réduction au minimum du débit solid.

3. La création d'un dépôt d'alluvions (dépotoir), dans un emplacement correspondant dans le cône de déjection contribue beaucoup à la diminution du transport solide, au moins jusqu'à l'entrée en fonction des travaux agro-silviques sur les versants et des plantations sur le réseau d'écoulement, en évitant le colmatage du chenal avec des alluvions.

4. Dans le cas des torrents situés à des distances réduites entre eux et si les conditions du terrain permettent, la projection d'un seul chenal d'évacuation des eaux provenues de ces torrents conduit à des économies d'ensemble.

5. L'aménagement d'un torrent doit être effectué d'une façon rationelle dès le commencement, dans une conception unitaire pour tous

les travaux du bassin de réception, indifférement des secteurs de propriété, mais sans éliminer l'exécution par étapes en temps.

Reçue le 5 mars 1985

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Hydraulique et Améliorations fonciaires

BIBLIOGRAPHIE

1. Băloiu V., Popovici N., *Comportarea lucrărilor de amenajare a torenţilor Vităneşti şi Vîrvănoaia din bazinul hidrografic Putna.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XXI (XXV)**, *1–4*, s. VI (1975).
2. Popovici N., *Cercetări asupra lucrărilor antierozionale în zona Sturza-Vrancea.* Thèse de doctorat, Inst. Polit., Jassy, 1980.
3. * * * *Corecţia torenţilor limitrofi canalului Sturza-Vrancea. P. E. – Canale de evacuare.* I.S.P.I.F., Iaşi, 1970.

CONSIDERAŢII PRIVIND SOLUŢIONAREA EVACUĂRII DEBITELOR DE VIITURĂ DE LA UN TOREN DE APĂ ŞI PIATRĂ

(Rezumat)

Se prezintă aspecte şi consideraţii referitoare la soluţionarea evacuării debitelor de viitură în partea inferioară (conul de dejecţie) a unui torent de apă şi piatră, ce se manifestă activ, într-o zonă piemontană, caracterizată prin predominarea rocilor detritice slab cimentate şi viituri cu o mare putere de antrenare şi transport a unor aluviuni de mari dimensiuni, pe reţeaua torenţială.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

D.C. 627.5

THE PLACEMENT OF THE RESERVOIR LAKES, TAKING INTO ACCOUNT THE SILTING PROCESS

BY

I. GIURMA and VALENTIN HOGEA

1. Introduction

Making the evaluation and processing data resulted from the research and measurements performed at some lakes belonging to the hydrographical basin of Bahlui river, it resulted that at the choice of their placements, one must pay an important attention to the following criterions linked with the silting process : a) the influence of the receiving basin toward the lake's silting ; b) the influence of the bared riverbed toward the lake's silting and c) the receiving basin's form and size of the future lake.

We treated about the first and second aspect in [1] ; the principal aim of this paper is the third aspect.

2. The Receiving Basin's Form and Size of the Future Lake

In the Table 1 we present some characteristic features of the lakes (one of them have been established at the projecting level, others have been obtained by direct measurements [1]).

Table 1

Some Characteristic Features of the Lakes

Lake	S	$V1$	$V2$	$V2/V1$	q	R
Podu-Iloaiei	525	1.75	1.84	1.05	2.3	12.9
Cucuteni	122	0.35	0.71	2.03	4.3	6.128
Ciurbeşti	81	0.16	0,57	3.56	4.7	5.03
Ezăreni	40	0.08	0.45	5.63	7.6	3.33

S — receiving basin's surfaces of the lakes, [km^2] ; $V1$ — theoretically alluvia's volumes in silting, from the beginning of the exploitation till the end of projected working period, [mil. m^3] ; $V2$ — alluvia's volumes in silting after 15 years of working, [mil. m^3] ; $V2/V1$ — ratio between $V2$ and $V1$; q — specific solide flows arrived in lakes, [m^3/year/ha] ; $R=\sqrt[n]{F/\pi}$ — the distances from lakes to the gravity centres of receiving basins (considered as circular outlines), [km].

Analysing these data, we observed that only after 15 years of performing, the silting volumes in lakes were about 1.05 to 5.63 times greater (taking into account the receiving basin's size) than the foreseeing silting volumes for the entire time of their performing at normal capacities (50 years for Podu-Iloaiei'lake and 33 years for the rest of them).

This situation is due, of course, not only to the receiving basin's variation size, but also to the unproper calculus method used in designing them.

We observed in Table 1 that the specific solide flows arrived in lakes are in increasing rate, as well as with the decreasing of the receiving basins, thus at the receiving little basins, the silting is very intensive. This fact is shown in the following links :

$$q=f(T) \text{ and } q=g(R),$$

were q — the influent specific solide flow, [m³/year/ha] ; F — the receiving basin's surface [km²] ; R — the distance from the lake at the gravity centre of the receiving basin's surface considered as a circular outline, [km].

In what follows we solve the problem of determining the analytical expressions of the previous functions, knowing for the x_i points, the values $f(x_i)$, $(i=\overline{1, n})$. The problem is an interpolation one for the interval $[x_1, x_n]$ we shall approximate in every case the unknown function f, by a $(n-1)$-degree polynome :

$$p(x)=a_0+a_1x+ \ldots +a_{n-1}x^{n-1}.$$

Imposing the interpolation conditions :

$$y_i=f(x_i)=p(x_i), \quad (i=\overline{1, n}), \tag{1}$$

and developping the relations (1), we obtained the following system :

$$y_1=a_0+\sum_{i=1}^{n=1} a_ix_1^i, \; y_2=a_0+\sum_{i=1}^{n-1} a_ix_2^i, \; ,\ldots , \; y_n=a_0+\sum_{i=1}^{n-1} a_ix_n^i. \tag{2}$$

Obviously, the system (2) is a determined and a compatible one, because the variables' coefficients matrix $C=(x_i^j),(i=\overline{1, n}, \; j=\overline{0, n-1})$, is a non-singular one, taking into account that the determinant $\det(C)$ is a Vandermonde type, and the points x_i for $i=\overline{1, n}$ are different.

Making the notations $A=(a_0 \; a_1 \ldots a_{n-1})^T$ and $Y=(y_1 \; y_2 \ldots y_n)^T$, where T is the symbol for the transposed matrix, the system (2) has the matriceal solution

$$A=C^{-1}Y.$$

The authors'program (the diagram-flow is given in Fig. 1) reads the coordinates x_i and y_i, $(i=\overline{1, n})$, calculates the elements of the matrix C, the inverse of C *in situ*, makes the matriceal multiplication $C^{-1}Y$ and furnishes the polynomial coefficients a_i, $(i=\overline{0, n-1})$.

In our cases $(n=4)$, we have the following notations : $x_i=F_i$, $y_i=q_i$ and $x_i=R_i$, $y_i=q_i$ for the data used in Table 1.

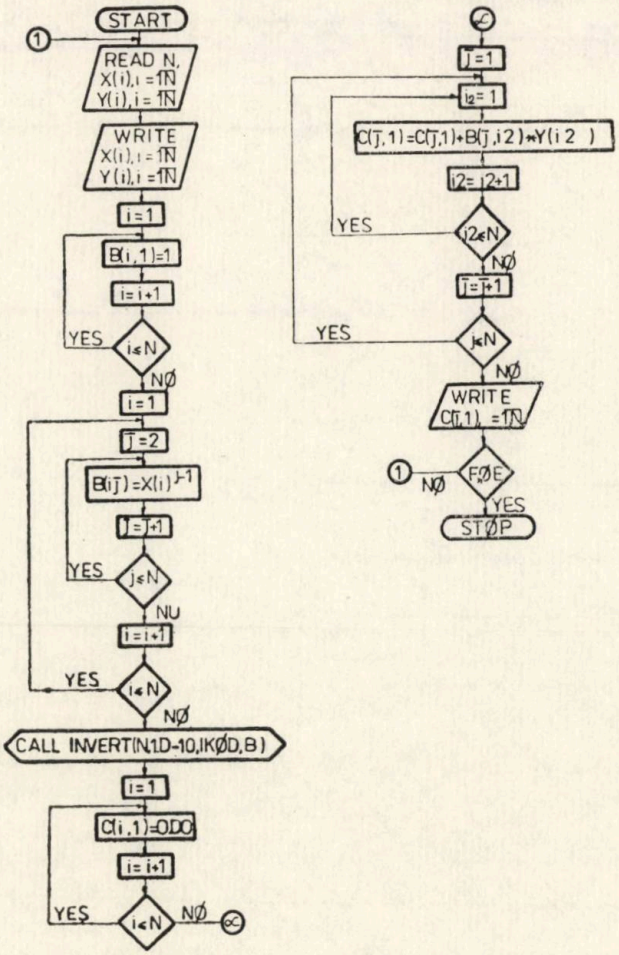
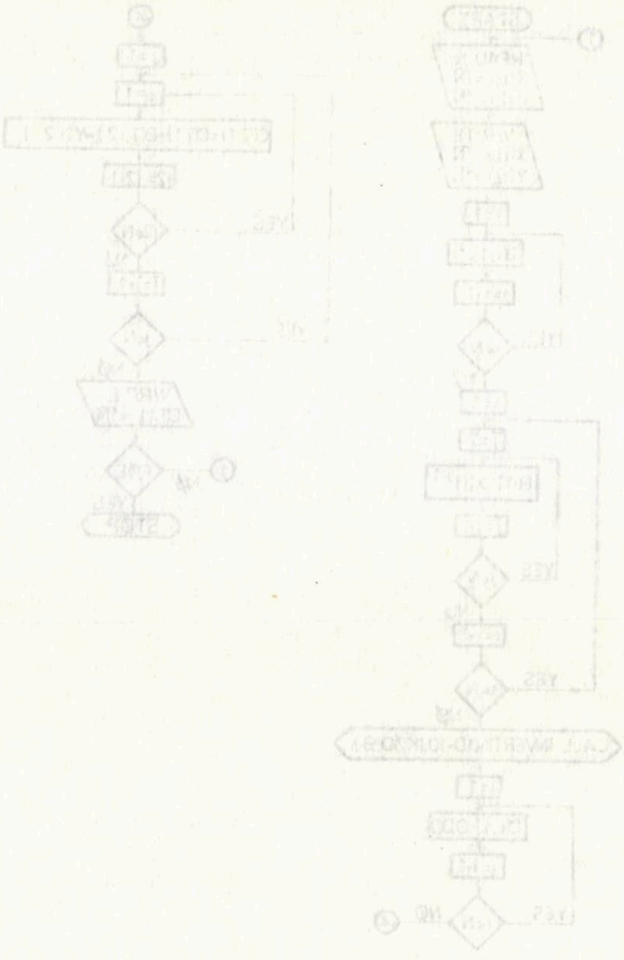


Fig. 1. — The Diagram-flow, of the Program.



Runing our program, we obtained the following polynomes :

$$q=13.4358-0.187908\,F+0.00111077\,F^2-0.00000151095\,F^3$$

and

$$q=26.3605-9.05804R+1.1921R^2-0.0491867R^3.$$

Making the representation of the previous polynomes, we obtained the graphics given in Fig. 2.

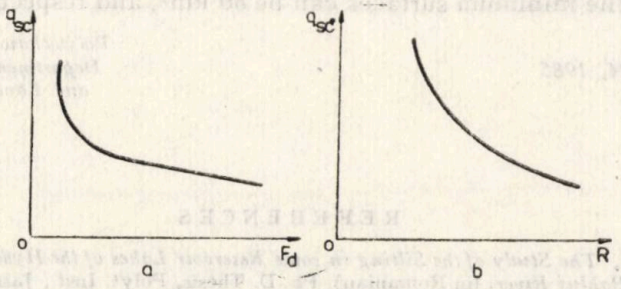


Fig. 2. — a — the graphic $q=f(F)$; b — the graphic $q=f(R)$.

Taking into account the form of the graphic $q=f(F)$, we can conclude that it is not rational to build reservoir lakes having the receiving basin under 100 ... 120 km², because, in the same conditions (soil, slope, utilizations, etc.), the specific solide flow of silting is too great at the basins under 100 km².

For the unperpetually lakes, working (only for the attenuation of the high floods) with unloading opened installations, the minimum surface of the receiving basin can be reduced to a half (50 km²), because at least 50% of the suspension transported alluvia at the high floods is crossing the advance of the lake. The receiving surfaces smaller than 50 km² are not suitable for reservoir lakes not only from the silting point of view, but also because the attenuation of the high floods would be minimum in this case.

Taking into account the graphic $q=f(R)$, it results a gathering linkage between the silting's intensity and the distance from the gravity centre of the receiving basin surface to the lake. Obviously, the circular form of the receiving basin's outline is corresponding to the greatest specific solide flow ; at the prolonging forms, the previous distance is greater (and approximately equal to the half of the distance measured by the bared riverbed's axis, from the lake to the separation line of waters) ; thus, for the same surface, at the prolonging form, the silting's intensity is more reduced than in the case of the circular form.

3. Conclusions

a) The placements for the future reservoir lakes must be chosen carefully, only after studying the influence of the receiving basins toward the silting.

b) The most important factor that conditions the silting's intensity is the distance at the origine's place of the alluvia in lake.

c) Taking into account the influence of the previous distance toward the lake's silting, it is recommended not to realize reservoir lakes having the receiving basin under 100 km², nor unperpetually lakes with receiving basins under 50 km² ; at the receiving basins with a circular outline, the minimum surfaces must be greater than 120 km² for the perpetually lakes and 60 km² for the unperpetually ones ; at the basins having the prolonging outline, the minimum surfaces can be 80 km², and respectivelly 40 km².

Received, May 24, 1985

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydraulics
and Land Reclamation

REFERENCES

1. Giurma I., *The Study of the Silting in some Reservoir Lakes of the Hydrographical Basin of Bahlui River*, (in Romanian). Ph. D. Thesis, Polyt. Inst., Jassy, 1980.

AMPLASAREA LACURILOR DE ACUMULARE ÎN FUNCŢIE DE PROCESUL DE COLMATARE

(Rezumat)

Se pleacă de la unele caracteristici ale lacurilor studiate, pentru care se stabilesc, cu ajutorul calculatorului numeric, două polinoame de aproximare (care stau la baza întocmirii a două grafice), necesare în obţinerea unor concluzii legate de amplasarea viitoarelor lacuri de acumulare în funcţie de procesul de colmatare.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 621.65

SUR L'OPPORTUNITÉ DE LA CONSIDÉRATION DES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MACHINES DANS L'OPTIMISATION DU FONCTIONNEMENT DE L'ENSEMBLE STATION DE POMPAGE—RÉSEAU

PAR

ŞT. POPESCU, OVIDIU ALEXANDRESCU et DOBRICĂ LEU

1. Introduction

Afin de préciser les idées, on considère le réseau ramifiée d'un îlot d'irrigation par conduites enterrées sous pression servi par un station de pompage de mise en pression (SPP).

L'équation de la caractéristique équivalente du réseau considéré dépend tant du nombre des bornes d'irrigation situées en fonctionnement, que de la position de celles-ci dans le réseau [2].

La station de pompage est équipée avec des pompes non-réglables, actionnées non-réglables: m_p^I turbopompes de type I et m_p^{II} de type II (auxiliaires), qui, avec les lignes de transport hydraulique de celles-ci, constituent une batterie de générateurs hydrauliques (BGH).

L'équation de la caractéristique de charge équivalente de la BGH [1] peut présenter, dans cette situation, les formes analytiques correspondant aux valeurs 1 ou 3 atribuées à l'indicateur k_G ($k_G=1$ — fonctionnent seulement les pompes d'un type ; $k_G=3$— fonctionnent les deux types de pompes).

La solution du problème est basée sur l'analyse comparative des paramètres fonctionnaux qui résultent de la synthèse optimale de l'ensemble SPP — réseau, en deux variantes significatives de fonctionnement des moteurs électriques qui actionnent les pompes : a) à une vitesse constante égale à la vitesse nominale ($k_M^I=k_M^{II}=1$, $n^I=n_n^I$ et $n^{II}=n_n^{II}$) ; b) à une vitesse variable avec la charge du moteur ($k_M^I=k_M^{II}=2$).

2. Bases du problème d'optimisation

Le criterium de performance considéré dans l'optimisation du fonctionnement de l'ensemble SPP — réseau c'est la maximisation du rendement global de celui-ci.

Les vecteurs de control, **u**, et d'état du système, **x**, présentent les composants suivants :

(1) $$\mathbf{u}^T=\mathbf{u}_3^T=\{\bar{m}_p^I,\ \bar{m}_p^{II}\},\qquad j\in\{I,II\},$$

(2) $$\mathbf{x}^T=\{\mathbf{x}_1^T,\ \mathbf{x}_3^T,\ \mathbf{x}_4^T\}=\{\{n^j,\ \mathscr{M}^j,\ \cos\varphi^j,\ \eta_{11}'^j,\ \bar{\eta}_{11}'\},\ \{Q,\ H,\ Q_p^j,\ N_p^j,\ \mathrm{NPSH}^j,\ \mathrm{NPSH}_{\mathrm{nec}},\ \bar{\eta}_3\},\ \{Q_A,\ \hat{H}_A,\ Q_R,\ \hat{H}_R,\ \mathrm{NPSH}_{\mathrm{disp}},\ \bar{\eta}_4\}\},\ j\in\{I,II\}.$$

Le système d'équations et inéquations qui constitue la base du problème d'optimisation a été particularisé compte tenu de la variabilité de la vitesse n^I et n^{II}, conformément aux indicateurs k_M^I et k_M^{II} [3].

2.1. Cas des machines actionnées à une vitesse constante ($k_M^I=k_M^{II}=1$)

Dans ce cas la vitesse étant constante (imposée à la valeur nominale) la détermination des points de fonctionnement dans le plan mécanique, réspectivement (n^I, $\mathscr{M}^I$) et/ou (n^{II}, $\mathscr{M}^{II}$), est possible seulement sur la base d'utilisation des caractéristiques de couple des pompes (relations (10)) ;

A. Le système technique $\mathcal{S}_{13}$:

a) relations pour $k_G=1$, seulement,

(3) $$Q=\sqrt{\frac{H_{pj}-\bar{H}_0^R}{\hat{k}'_{p0j}/\bar{m}_p^{j2}+M_{\mathrm{ECH}}}},$$

(4) $$Q_p^j=\frac{Q}{\bar{m}_p^j};$$

b) relations pour $k_G=3$, seulement,

(5) $$a(\bar{m}_p^j)+b(\bar{m}_p^j)Q^2+c(\bar{m}_p^j)Q\sqrt{d(\bar{m}_p^j)+Q^2}-\bar{H}_0^R-M_{\mathrm{ECH}}Q^2=0,$$

(6) $$Q_p^j=\sqrt{\frac{H_{pj}-\bar{H}_0^R-M_{\mathrm{ECH}}Q^2}{\hat{k}'_{p0j}/\bar{m}_p^{j2}}};$$

c) relations pour $k_G\in\{1,3\}$,

(7) $$\bar{\eta}_{11}'=\frac{\sum_{j=1}^{N_{\mathrm{tip}}}\bar{m}_p^j\mathscr{M}^jn^j}{\sum_{j=1}^{N_{\mathrm{tip}}}(\bar{m}_p^j\mathscr{M}^jn^j/\eta_{11}'^j)},$$

(8) $$\bar{\eta}_3=\frac{9{,}81QH}{\sum_{j=1}^{N_{\mathrm{tip}}}\bar{m}_p^jN_p^j};$$

d) restrictions imposées aux valeurs de contrôle $\mathcal{U}_{13}$, exprimées par les inéquations :

(9) $$0\leqslant\bar{m}_p^j\leqslant m_p^j\ \text{ et }\ \bar{m}_p^j\in N,\ j\in\{I,II\};$$

e) restrictions imposées aux valeurs d'état $\mathcal{R}_{23}$, sous forme des équations :

(10) $\mathcal{M}^j = a_0'^j (Q_p^j)^2 + b_{Dn}'^j Q_p^j + c_n'^j$, (11) $\cos\varphi^j = \tilde{a}^j \mu^{j2} + \tilde{b}^j \mu^j + \tilde{c}^j$,

(12) $\eta_4'^j = \dfrac{\varkappa_p^j \mu^j n^j}{\hat{e}^j \mu^{j2} + \mu^j n^j + \hat{f}^j}$ (13) $Q = \sqrt{q}$,

(14) $H = \bar{H}_0^R + M_{\text{ECH}} q$, (15) $N_p^j = 0{,}000104723 n^j \mathcal{M}^j$,

(16) $\text{NPSH}^j = \bar{a}^{*j} Q_p^{j2} + \bar{b}^{*j} Q_p^j + \bar{c}^{*j}$,

(17) $\text{NPSH}_{\text{nec}} = \max(\text{NPSH}^j + M_a^j Q_p^{j2}),\ j \in \{I, II\}$,

(18) $\hat{H}_A = \dfrac{p_A}{\gamma_{\text{eau}}} + z_A = \text{const.}$, (19) $Q_R = \eta_v^d Q$, (20) $\hat{H}_R = \bar{H}_0^R + M_R Q_R^2$,

(21) $\text{NPSH}_{\text{disp}} = \hat{H}_A - (z_D + h_v) - M_{\text{ech}}^a Q^2$, (22) $\eta_4 = \dfrac{\sigma_1^* n_h^{p_3} \sigma_{\text{SP}}^{q_3}}{1 + M_1^* n_h^p \sigma_{\text{SP}}^2}$;

f) restrictions imposées aux valeurs d'état, $\mathcal{R}_{23}$, exprimées par les inéquations :

(23) $0 \leqslant \mathcal{M}^j \leqslant \mathcal{M}_{\max}^j$, $Q_{\min} \leqslant Q \leqslant Q_{\max}$, $\bar{H}_0^R \leqslant H \leqslant \min(H_{pj})$, $j \in \{I, II\}$,

$\text{NPSH}_{\text{nec}} \leqslant \text{NPSH}_{\text{disp}}$;

g) le critérium de performance, $\mathcal{P}_{3\hat{L}}$:

(24) $\max(\bar{\eta}_1' \bar{\eta}_3 \bar{\eta}_4)$.

Dans les relations (5), $a(\bar{m}_p^j)$, $b(\bar{m}_p^j)$, $c(\bar{m}_p^j)$, $d(\bar{m}_p^j)$ sont données par :

(5 *a*) $a(\bar{m}_p^j) = \dfrac{\bar{m}_p^{II^2} \hat{k}_{p1}' H_{p2} - \bar{m}_p^{I^2} \hat{k}_{p2}' H_{p1}}{\bar{m}_p^{II^2} \hat{k}_{p1}' - \bar{m}_p^{I^2} \hat{k}_{p2}'}$,

(5 *b*) $b(\bar{m}_p^j) = -\dfrac{\hat{k}_{p1}' \hat{k}_{p2}' (\bar{m}_p^{II^2} \hat{k}_{p1}' + \bar{m}_p^{I^2} \hat{k}_{p2}')}{(\bar{m}_p^{II^2} \hat{k}_{p1}' - \bar{m}_p^{I^2} \hat{k}_{p2}')^2}$,

(5 *c*) $c(\bar{m}_p^j) = \dfrac{2 \bar{m}_p^I \bar{m}_p^{II} \hat{k}_{p1}' \hat{k}_{p2}' \sqrt{\hat{k}_{p1}' \hat{k}_{p2}'}}{(\bar{m}_p^{II^2} \hat{k}_{p1}' - \bar{m}_p^{I^2} \hat{k}_{p2}')^2}$,

(5 *d*) $d(\bar{m}_p^j) = \dfrac{(\bar{m}_p^{II} \hat{k}_{p1}' - \bar{m}_p^I \hat{k}_{p2}')(H_{p1} - H_{p2})}{\hat{k}_{p1}' \hat{k}_{p2}'}$.

2.2. Cas des machines actionnées à une vitesse variable avec la charge du moteur ($k_M^I = k_M^{II} = 2$)

Dans ce cas, pour la détermination des points de fonctionnement dans le plan mécanique (n, $\mathcal{M}$) il faut considérer les caractéristiques mécaniques de la pompe et du moteur qui actionne la pompe.

Dans ce but on ajoute, dans ce cas, seulement les rélations qui n'interviennent pas dans le § **2.1**, à savoir :

a) Le système technique, $\mathcal{S}_{13}$:

— relations seulement pour $k_G=1$, la relation (4) et

$$q=\frac{H^{*}_{\text{poj}}n^{j_3}-\bar{H}_0^R}{M_{\text{ECH}}+k'_{\text{poj}}/\overline{m}_p^{j_3}}\ ; \tag{25}$$

— relations seulement pour $k_G=3$:

$$q=\frac{1}{e_{34}}\,(e^I_{31}n^{I_3}+e^{II}_{32}n^{II_3}+e'_{31}+ \tag{26}$$

$$+\sqrt{e^I_{32}n^{I_4}+e'_{32}n^{I_3}n^{II_3}+e^{II}_{32}n^{II_4}+e^I_{33}n^{I_3}+e^{II}_{33}n^{II_2}+e'_{33}}),$$

$$Q^j_p=\sqrt{\frac{H^{*}_{\text{poj}}n^{j_3}-\bar{H}_0^R-M_{\text{ECH}}q}{k'_{\text{poj}}/\overline{m}_p^{j_2}}}\ ; \tag{27}$$

— relations (7) et (8) pour $k_G\in\{1,\ 3\}$.

b) Restrictions imposées aux valeurs de contrôle, $\mathcal{U}_{13}$, exprimées par les inéquations (9).

c) Restrictions imposées aux valeur d'état, $\mathcal{R}_{23}$, exprimées par les equations (11) ... (22) et :

$$\frac{a^j_1(n^j_s-n^j)}{n^{j_3}+b^j_1n^j+c^j_1}-\bar{a}'^j_0Q^{j_3}_p-b^{*j}_Dn^jQ^j_p-c'^j_0-d^{*j}_0n^{j_2}=0, \tag{28}$$

$$\mathcal{M}^j=\bar{a}'^j_0Q^{j_3}_p+b^{*j}_Dn^jQ^j_p+c'^j_0+d^{*j}_0n^{j_2}. \tag{29}$$

d) Restrictions imposées aux valeurs d'état, $\mathcal{R}_{23}$, exprimées par les inéquations (23) et

$$\tilde{n}^j_k\leqslant n^j\leqslant n^j_s. \tag{30}$$

e) Le criterium de performance, $\mathcal{P}_{3\hat{L}}$ (la relation (24)).

3. Exemple numérique

On étudie dans ce qui suit seulement un des plus significatifs problèmes pratiques. Les demandes du réseau ramifié considérées ci-dessous sont celles de [1] (tableau 1 et Fig. 8) ; tous calculs effectués nous avons obtenu :

a) les équations pour les courbes que délimitent supérieurement et inférieurement ces demandes :

$$H = 43{,}40 + 28{,}14\,Q^{0{,}5268}, \qquad H = 43{,}40 + 40{,}45\,Q^{2{,}0298}\ ;$$

b) la valeur pour $\bar{H}_0^R$ et la loi de variation du module M_{ECH} en fonction du nombre n_h des hydrants qui fonctionnent :

$$\bar{H}_0^R = 2{,}847, \qquad M_{\text{ECH}} = 152\,601\,n_h^{-1,\,91(843}\ :$$

c) les valeurs des coefficient de la relation (22) :

$$\sigma^{*}_1=16{,}04474, \quad p_3=-0{,}0054076, \quad q_3=1{,}278667, \quad M^{*}_1=12{,}54739, \quad p=0{,}089\,157.$$

Pour le réseau de transport hydraulique on précise encore les valeurs suivantes :

$$z_A = 173\ \text{m}, \quad z_D = 171{,}5\ \text{m}, \quad \frac{p_A}{\gamma_{eau}} = 10{,}33 - \frac{z_A}{900}, \ [\text{m}];$$

$$h_V = 0{,}32\ \text{m}, \quad \eta_v^d = 1{,}00, \quad M_R = 0, \quad M_{eoh}^a = 0.$$

De l'analyse de la BGH, equipée avec des turbopompes verticales, diagonales, pluriétagées ont résulté les valeurs ci-dessous :

$$m_p^I = 4, \quad m_p^{II} = 2, \quad H_{p01}^* = 4{,}5574.10^{-5}, \quad H_{p02}^* = 3{,}7361.10^{-5};$$

$$\hat{k}'_{p01} = 1\,408, \quad \hat{k}'_{p02} = 7\,495, \quad a_0'^I = -6\,137{,}7;$$

$$a_0'^{II} = -32\,078, \quad b_{Dn}'^I = 3\,560{,}1, \quad b_{Dn}'^{II} = 4\,823{,}0;$$

$$c_n'^I = 454{,}2, \quad c_n'^{II} = 94{,}96, \quad \bar{a}^{*I} = 163{,}27;$$

$$\bar{a}^{*II} = 673{,}47, \quad \bar{b}^{*II} = -45{,}71, \quad \bar{b}^{*II} = -94{,}29$$

$$\bar{c}^{*I} = 9{,}2, \quad \bar{c}^{*II} = 8{,}3;$$

$$\bar{a}_0'^I = -6\,398, \quad \bar{a}_0'^{II} = -32\,025, \quad \bar{b}_D^{*I} = 2{,}4577;$$

$$b_D^{*II} = 3{,}331, \quad c_0'^I = 0{,}5405, \quad c'^{II} = 0{,}4021;$$

$$d_0^{*I} = 2{,}156.10^{-4}, \quad d_0^{*II} = 4{,}4313.10^{-5}, \quad M_a^I = M_a^{II} = 0.$$

De l'analyse des électromoteurs qui actionnent les turbopompes on a obtenu :

$$\mathcal{M}_n^I = 969{,}759, \quad \mathcal{M}_n^{II} = 266{,}92, \quad n_n^I = 1\,481, \quad n_n^{II} = 1\,465;$$

$$\tilde{n}_k^I = 1404, \quad \tilde{n}_k^{II} = 1\,308, \quad n_s^I = n_s^{II} = 1\,500, \quad \tilde{a}^I = \tilde{a}^{II} = -0{,}16;$$

$$\tilde{b}^I = \tilde{b}^{II} = 0{,}40, \quad \tilde{c}^I = 0{,}65, \quad \tilde{c}^{II} = 0{,}62;$$

$$a_1^I = 497\,762, \quad a_1^{II} = 296\,733, \quad b_1^I = -3\,014, \quad b_1^{II} = -3\,028{,}7;$$

$$c_1^I = 2\,280\,606, \quad c_1^{II} = 2\,329\,777, \quad \hat{e}^I = 2{,}22.10^{-8}, \quad \hat{e}^{II} = 1{,}265.10^{-7};$$

$$\hat{f}^I = 4{,}5836.10^4, \quad f^{II} = 1{,}9337.10^4, \quad \varkappa_\varphi^I = \varkappa_\varphi^{II} = \frac{1}{0{,}93 + 0{,}164\ \text{tg}\,\varphi}.$$

Les coefficients de l'équation (26) sont calculés en fonction des paramètres déterminants pour la caractéristique équivalente au réseau (la relation (14)) tant que pour la caractéristique de charge équivalente à la BGH avec les relations :

$$e_{31}^j = (-1)^j\{2[M_{ECH} - b(\bar{m}_p^j)]a^j - c^2(\bar{m}_p^j)d^j\},$$

$$e_{31}' = -2[M_{ECH} - b(\bar{m}_p^j)]\bar{H}_0^R,$$

$$e_{32}^j = c^2(\bar{m}_p^j)\{4a^{j2} + 4[M_{ECH} - b(\bar{m}_p^j)]a^j d^j + c^2(\bar{m}_p^j)d^{j2}\}.$$

$$e_{33}^j = -4(-1)^j c^2(\bar{m}_p^j)\{[M_{ECH} - b(\bar{m}_p^j)]d^j + 2a^j\}\bar{H}_0^R;$$

$$e_{32}' = 2c^2(\bar{m}_p^j)\{c^2(\bar{m}_p^j)d^I d^{II} - 4a^I a^{II} - 2[M_{ECH} - b(\bar{m}_p^j)](a^I d^{II} +$$

$$+ a^{II}d^I)\}, \quad e_{33}' = 4c^2(\bar{m}_p^j)(\bar{H}_0^R)^2;$$

$$e_{34} = 2\{[M_{ECH} - b(\bar{m}_p^j)]^2 - c^2(\bar{m}_p^j)\}, \quad a^I = \hat{a}(\bar{m}_p^I)^2 \hat{k}'_{p1} H^*_{p02};$$

$$a^{II} = \hat{a}\bar{m}_p^{II^2} \hat{k}'_{p2} H^*_{p01}, \quad d^j = \hat{d} H^*_{p0j}, \quad j \in \{I, II\} \text{ ou } j \in \{1, 2\};$$

$$\hat{a} = \frac{1}{\bar{m}_p^{II^2}\hat{k}'_{p1} - \bar{m}_p^{I^2}\hat{k}'_{p2}}, \qquad d = \frac{\bar{m}_p^{II}\hat{k}'_{p1} - \bar{m}_p^{I}\hat{k}'_{p2}}{\hat{k}'_{p1}\hat{k}'_{p2}};$$

$b(\bar{m}_p^j)$, $c(\bar{m}_p^j)$ sont exprimées par les relations (5 *b*) et (5 *c*).

4. L'interprétation des résultats numériques

On a obtenu la solution concernant l'exemple numérique proposé, en utilisant un programme de calcul automatique en langage FØRTRAN IV. On a obtenu, par cette voie, les paramètres fonctionnels optimum pour l'ensemble SPP — réseau mentionnés dans les tableaux 1 et 2.

En analysant comparativement les données de ces tableaux on constate que la solution qui correspond au fonctionnement optimum de la BGH, pour les deux hypothèses ci-dessus est à peu près la même. Dans l'hypothèse simplificatrice $k_M^I = k_M^{II}$, on a introduit les valeurs suivantes des erreurs relatives maxima pour la détermination des paramètres fonctionnels:

a) pour les vitesses n^I, n^{II} : 0,07%, respectivement 0,14% ;
b) pour le débit de fonctionnement, Q_F : 0,53% ;
c) pour la charge de fonctionnement, H_F : 0,23% ;
d) pour le rendement de la B.G.H., $\bar{\eta}_3$: 1,23% ;

Tableau 1

Le cas $k_M^I = k_M^{II} = 1$ *et* $n^I = n_n^I = 1\,481$ *rot/min*, $n^{II} = n_n^{II} = 1\,465$ *rot/min*

Nr. crt.	n_h	$\bar{m}_p^I$	$\bar{m}_p^{II}$	Q_{inf} m³/s	Q_{sup} m³/s	Q_F m³/s	H_F mCA	η_3 %	P_e kW	$\bar{\eta}_1\bar{\eta}_3\bar{\eta}_4$ %
1	4	0	1	0,062	0,064	0,065	48,48	72,86	48,1	67,49
2	8	0	2	0,120	0,132	0,128	49,63	73,45	95,8	63,96
3	12	1	0	0,176	0,200	0,189	49,88	63,23	158,1	55,49
4	16	1	1	0,236	0,267	0,250	50,58	66,06	205,6	55,94
5	18	1	2	0,268	0,303	0,293	55,29	70,26	249,5	58,42
6	20	1	2	0,269	0,335	0,311	51,05	67,81	253,0	55,92
7	22	2	0	0,329	0,371	0,356	55,40	67,31	311,4	55,88
8	24	2	1	0,357	0,404	0,398	58,40	70,05	354,6	57,32
9	26	2	2	0,391	0,441	0,437	60,52	71,62	397,2	57,88
10	28	2	2	0,426	0,474	0,457	57,55	70,30	402,0	56,51
11	30	3	0	0,461	0,512	0,502	60,60	70,43	459,3	56,77
12	32	3	1	0,498	0,545	0,541	62,15	71,61	501,6	57,12
13	34	3	2	0,534	0,585	0,579	63,34	72,35	543,5	57,18
14	36	3	2	0,572	0,617	0,600	61,07	71,51	549,0	56,29
15	38	4	0	0,618	0,658	0,644	63,45	71,82	606,1	56,61
16	40	4	1	0,658	0,691	0,682	64,39	72,41	647,7	56,61

Tableau 2

I e cas $k_M^I = k_M^{II} = 2$

Nr. crt.	n_h	$\bar{m}_p^I$	$\bar{m}_p^{II}$	n^I rot/min	n^{II} rot/min	Q_F m³/s	H_F mCA	η_3 %	P_e kW	$\bar{\eta}_1\bar{\eta}_3\bar{\eta}_4$ %
1	4	0	1	—	1 463	0,065	48,39	72,27	48,3	66,96
2	8	0	2	—	1 463	0,128	49,53	72,63	96,6	63,27
3	12	1	0	1 479	—	0,188	49,80	63,28	157,6	55,53
4	16	1	1	1 479	1 463	0,250	50,53	65,88	205,8	55,78
5	18	1	2	1 480	1 465	0,293	55,25	70,37	249,0	58,50
6	20	1	2	1 479	1 463	0,311	51,01	67,85	252,6	55,95
7	22	2	0	1 480	—	0,356	55,34	67,18	311,4	55,78
8	24	2	1	1 480	1 465	0,397	58,36	63,79	355,5	57,11
9	26	2	2	1 480	1 466	0,437	60,51	72,33	393,4	58,42
10	28	2	2	1 480	1 465	0,457	57,51	70,22	402,1	56,44
11	30	3	0	1 480	—	0,502	60,58	71,31	453,8	57,44
12	32	3	1	1 480	1 466	0,541	62,15	72,00	498,9	57,41
13	34	3	2	1 480	1 467	0,579	63,33	72,49	542,3	57,28
14	36	3	2	1 480	1 466	0,599	61,06	72,21	543,9	56,80
15	38	4	0	1 480	—	0,644	63,44	71,91	605,1	56,67
16	40	4	1	1 480	1 467	0,682	64,38	72,24	649,0	56,48

e) pour la puissance électrique absorbée, P_e : 1,21% ;
f) pour le rendement global SPP — réseau, $\bar{\eta}$: 1,17%.

4. Conclusions

Dans le cas du couple résistant des turbopompes qui fonctionnent à une vitesse égale avec celle nominale des moteurs qui y actionnent sensiblement egal au couple nominal des moteurs, la solution du fonctionnement optimum de la BGH, illustré par les valeurs $\{\bar{m}_p^I, \bar{m}_p^{II}\}$, n'est pas influencée par l'hypothèse simplificatrice $n^I = n_n^I$, $n^{II} = n_n^{II}$; les erreurs relatives maxima à la détermination des paramètres fonctionnels sont inférieures aux celles qui correspondent aux appareils de mesure utilisés dans l'exploitation.

Notations

$a(\bar{m}_p^j), b(\bar{m}_p^j), c(\bar{m}_p^j), d(\bar{m}_p^j)$ — coefficients de l'expression analytique pour la caractéristique de charge équivalente de la BGH ;
$a_0'^j$, $b_{Dn}'^j$, $c_n'^j$ — idem, de la caractéristique du couple de la pompe de type j ;
$\bar{a}_0'^j$, b_D^{*j}, $c_0'^j$, d_0^{*j} — idem, de la caractéristique mécanique de la pompe de type j ;
$\bar{a}^{*j}$, $\bar{b}^{*j}$, $\bar{c}^{*j}$ — idem, de de la caractéristique NPSH de la pompe de type j ;
a_1^j, b_1^j, c_1^j — idem, de la caractéristique mécanique de l'électromoteur ;
$\tilde{a}^j$, $\tilde{b}^j$, $\tilde{c}^j$ — idem de la caractéristique du facteur de puissance de l'électromoteur ;
$\hat{e}^j$, $\hat{f}^j$ — idem, de la caractéristique du rendement de l'électromoteur de type j ;
H_{p0j}, $H_{p0j}^* = H_{p0j}/n_n^{j2}$, $H_{pj} = H_{p0j}^* n^{j2}$, $\hat{k}_{p0j}$ — idem, de la caractéristique de charge de la pompe de type j ;
p, p_3, q_3, M_1^*, σ_1^* — idem, de la caractéristique du rendement $\bar{\eta}_4$;
$\bar{H}_0^R$, MECH — idem, de la caractéristique équivalente au réseau par conduite ;

$\hat{k}'_{pj} = \hat{k}'_{p0j} + M^j_a + M^j_r$;
$\bar{m}^j_p$ — le nombre des agrégats de type j qui fonctionnent;
N_{tip} — le nombre des types d'agrégats;
$\hat{H}_A$, $\hat{H}_R$ — les énergies hydrauliques spécifiques dans les sections d'aspiration et de refoulement de la pompe de type j;
H — la charge de la BGH;
M^j_a, M^j_r — moduls de résistance hydraulique pour les lignes d'aspiration et de refoulement de la pompe de type j;
M^a_{ech}, M_R — modules de résistance hydraulique équivalents pour les lignes communes d'aspiration respectivement de refoulement;
$\mathcal{M}^j$, $\mathcal{M}^j_n$, $\mathcal{M}^j_{max}$ — les couples effectif, nominal et respectivement maximum pour l'électromoteur de type j;
$\mu^j = \mathcal{M}^j / \mathcal{M}^j_n$ — le couple relatif;
Q, Q_A, Q_R — les débits de la BGH, dans les sections des récipients d'aspiration, et, respectivement, de refoulement;
Q_{min}, Q_{max} — la valeur minimum et, respectivement, maximum, admises pour Q;
Q^j_p, N^j_p, $NPSH^j$ — le débit, la puissance et le NPSH de la pompe de type j;
$NPSH_{nec}$, $NPSH_{disp}$ — le NPSH sollicité par la BGH, respectivement, le NPSH disponible de l'installation de pompage;
$\cos\varphi^j$, η'^j_1 — le facteur de puissance et le rendement financier de l'électromoteur de type j;
h_v — l'hauteur de la charge hydraulique qui correspond à la tension des vapeurs saturés de liquide;
$\mathbf{u}_3$ — le vecteur par contrôle correspondant à BGH;
$\mathbf{x}_1$, $\mathbf{x}_3$, $\mathbf{x}_4$ — les vecteurs d'état correspondants aux électromoteurs, à BGH et au réseau;
z_A, z_D — la côte de niveau de l'eau dans le récipient d'aspiration, respectivement, de l'axe du distributeur d'aspiration;
$\bar{\eta}_{l1}$, $\bar{\eta}_{l3}$, $\bar{\eta}_{l3}$, η^d_{lv} — le rendement global de l'ensemble des électromoteurs, de la BGH, du réseau, respectivement des lignes de transport hydraulique.

Reçue le 1 octobre 1984

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Hydraulique et Hydroaméliorations

BIBLIOGRAPHIE

1. Popescu Șt., Alexandrescu Ov., Loghin D., Toma Șt., *Caracteristica de sarcină a unei BGH*. Symp. Nation. Informatique, Sibiu, 1982.
2. Popescu Șt., Alexandrescu Ov., Leu D., *Metodă și program de calcul pentru determinarea domeniului de variație a cerințelor Q—H pentru o rețea ramificată de distribuție*. Inst. Polyt., Jassy, 1982.
3. Popescu Șt., *Optimizarea parametrilor de funcționare a utilajelor hidromecanice*. Thèse de doctorat, Inst. Polyt., Jassy, 1983.

ASUPRA OPORTUNITĂȚII CONSIDERĂRII CARACTERISTICILOR MECANICE ALE MAȘINILOR ÎN OPTIMIZAREA FUNCȚIONĂRII ANSAMBLULUI STAȚIE DE POMPARE—REȚEA

(Rezumat)

Se studiază problema optimizării funcționării ansamblului SPP — rețea de conducte sub presiune în două ipoteze: a) acționare la turație constantă (în cazul motoarelor asincrone, egală cu turația nominală); b) acționare la turație variind cu încărcarea motorului (ipoteză ce necesită considerarea și a caracteristicilor mecanice ale turbopompelor și motoarelor de acționare).

Interpretînd rezultatele obținute prin rezolvarea numerică a unor exemple concrete rezultă că soluția de funcționare optimă a BGH este aceeași în cele două ipoteze, iar erorile în determinarea parametrilor funcționali, introduse prin neglijarea variației turației cu încărcarea, sînt acceptabile în practică.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.K. 628.1

OPTIMIERUNG DES PLATZES EINER FASSUNG UND DER LINIE EINER LEITUNGSMAGISTRALE MIT HILFE DER DYNAMISCHEN PROGRAMMIERUNG

VON

VIOREL TOBOLCEA und I. SÂRBU

1. Problemstellung

Es ist bekannt, daß im Rahmen eines Wasserversorgunssystems, die Bestimmung des Platzes einer Fassung und die Wahl der Linie der Leitungsmagistrale, die Analyse einer Menge von Varianten nach sich zieht, die durch die groß Anzahl von Kriterien bedingt sind. Aus der Analyse dieser Kriterien geht hervor, daß die wirtschaftlichen Faktoren in der Wahl der Lösung Vorrang haben.

In den zeitgenößischen Praktiken der Projektierung wählt man gewöhnlich die optimale Variante, durch ein analytisches Studium von drei— vier Varianten, aus der möglichen Menge durch intuitive Entscheichungen, ausgewählt deren Fehler umgekehrt proportional mit dem Erfahrungsgrad des Projektanten sind.

Die modernen mathematischen Disziplinen, insbesondere die „operationale Forschung", erlauben dem Projektanten einer ausgedehnten wissenschaftlichen Apparat zur Analyse der wirtschaftlichen Prozeßes zu gebrauchen, so daß er wenigstens 6...10% der wirtschaftlichen Abweichungen ersparen Kann, die im Rahmen eines Wasserversorgungsprojektes bedeutende finanzielle Ausgaben darstellen. Einen erheblichen Beitrag in der optimalen Projektierung der Wasserversorgungsarbeiten hat die Schaffung der Theorie der mathematischen Programmierung, sowie das Auftauchen der elektronischen Rechner gebracht und gleichzeitig wurde das Feld der modelierenden Optimierungsaufgaben erweitert.

In der vorliegendenen Abhandlung wird die Anwendung der dynamischen Programmierung zur Bestimmung der optimalen Lösung der Setzung einer Fassung und die Wahl der Linie einer Versorgungmagistrale präsentiert.

2. Die Methode der dynamischen Programmierung [1], [2], [4], [5]

Die Methode der dynamischen Programmierung operiert mit Phasen oder ausschnittlich, und als Anwendung ersetzt sich Aufgaben von großen Dimensionen durch eine Folge von Aufgaben von kleineren Dimensionen.

Diese Methode baut sich auf Grund des Optimalitätssatzes von B e l l m a n [1] und zwar : eine optimale Politik hat die Eigenschaft, daß für jedes beliebige Anfangsstadium und jede Anfangsentscheidung, die Entscheidungen die in einem bestimmten Zeitrahmen getroffen werden müßen, eine optimale Politik im Verhältnis mit dem Stadium, welches aus der ersten Entscheidung folgt, bilden müßen. Um das Spezifische des

Themas zu veranschaulichen, wird im folgenden nur das deterministische Modell, in welchem die Variabeln untereinander nur durch funktionelle Beziehungen verbunden sind, präsentiert.

Die dynamische Programmierung wird man zur Minimisierung der Funktion ohne Einschränkungen verwendet :

$$z = \sum_{i=1}^{N} V_i(x_{i-1}, x_i) \to \min, \tag{1}$$

aber man weiß, daß jeder Wert x_i in einem Bereich schwanken kann das von x_0 und x_{i+1} abhänig ist, für jedes $i=1, 2, ..., N$.

Die Optimisierungformel (1) kann in dem Fall verallgemeinert werden, wenn alle Glieder x_i Vektoren sind :

$$x_i=\{x_{1i}, x_{2i}, ..., x_{ni}\} \tag{2}$$

mit n_i komponennten.

Die Form (1) der Funktion und die Art der schwankenden Bereiche der Variabeln, machen den Gebrauch eines Systems von N Phasen möglich, für die $V_i(x_{i-1}, x_i)$, $(i=1, 2, ..., N)$, die Wertfunktion jeder Phase ist, und z ist die Wertfunktion der Phasenmenge.

Um den kleinsten Wert der Funktion z zu finden, wendet man die Optimalitätstheorie an, die für diskrete und fortlaufende Unabhängige in einem Intervall gültig ist. Bei jedem Schritt müßen wir die Lösung von Bellman anwenden:

$$f_{0,i}(x_0, x_i) = \min_{\{x_{i-1}\}} [V_i(x_{i-1}, x_i) + f_{0,i}(x_0, x_{i-1})], \tag{3}$$

wo $\{x_{i-1}\}$ bedeutet daß x_{i-1} einer Wertmenge angehört, die nur x_0 und x_i abhängig ist.

Der Lösungsprozeß besteht in der aufeinanderfolgenden Lösung der Minimisierungsaufgaben (3) für $i=1, 2, ..., N$, mit der diskreten Variation von x_i und der Memorierung der Zwischenresultate, auf diese Weise berechnen die optimalen sukzessiven Unterpolitiken für die Phasen 1 und 2 zusammen, dann für die Phasen 1, 2, und 3 zusammen, ..., für die Phasen 1, 2, ..., $N-1$, N zusammen, also die optimale Politik oder Politiken :

$$\min z = z^*(x_0, x_N) = \min_{\{x_{N-1}\}} [V_N(x_{N-1}, x_N) + f_{0,N-1}(x_0, x_{N-1})]. \tag{4}$$

3. Anwendung der Methode der dynamischen Programmierung bei der Optimierung der Setzung einer Fassung und der Linie einer Magistralleitung

Die Kapitalkasten für Fassungen und Leitungen sind im Rahmen einer Wasserversorgung beträchtlich hoch, so daß der Platz einer Fassung und das Material der Leitungen, die Linie der Leitung richtig gewählt sein müßen, sowie die Bemeßung der Fassungsarbeiten und der Leitung gut gemacht sein müßen und alles zusammen muß sich mit Urteilskraft auf gut fundamentierte wirtschaftstechnische Gründe stützen.

Einige mit der wirtschaftlichen Bemessung der Fassungen und Leitungen verbundenen Aufgaben sind in [3] und [6] klargeboten, aber in der vorhandenen Abhandlung wird eine Lösungsmethode der Wahl des Platzes einer Fassung und der Linie einer Magistralleitung durch stufenförmige Optimierung im deterministischen Fall aufgeführt.

Um die Veranschaulichung der Methode zu vereinfachen, ohne aber die Allgemeinheit zu begrenzen, nimmt man eine Magistralleitung für eine Ortschaft L an, die von zwei Fassungsplätzen C_1 und C_2 herkommt (Abb. 1). Die möglichen Linien müßen durch fünf punkte gehen (A, B, C, D, E) und so entstehen drei Sektoren (I, II, III).

Die Aufgabe besteht darin, den Fassungsplatz und die Linie der Leitung so zu wählen, daß die Kosten minimal seien.

Für jede Linie werden die Partialkapitalkosten (auf Grund von Indizien oder analytisch) festgelegt, und es wird den Graph von Abb. 2 gebildet, in welchem jede Kante gewisse Kosten in konventionnellen Einheiten entsprechen.

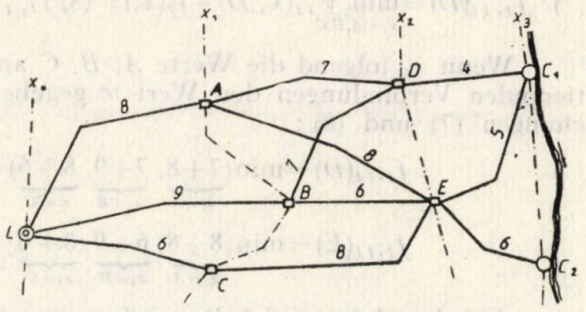


Abb. 1.— Einige Varianten der Linien für eine Leitungsmagistrale die von zwei Fassungsplätzen ausgehen.

Um den Weg der minimalen Kosten zu finden, bezeichnet man mit x_0, x_1, x_2 und x_3 die Entschlußvariabeln für jeden Sektor. Diese Unabhängigen werden keine numerischen Werte annehmen, sondern sie werden Spitzen des betreffenden Graphs darstellen die sich auf der selben Linie befinden.

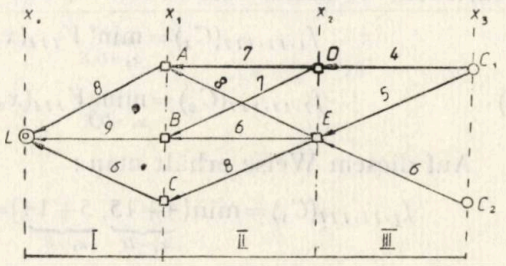


Abb. 2. — Graph mit der optimalen Lösung des Fassungsplatzes und der Linie einer Magistralleitung.

Man bezeichnet mit $V_I(x_0, x_1)$ die Kosten des I-ten Sektors, die von der Werten abhängen die x_0 und x annehmen können (in dem gegebenen Fall kann x_0 nur mit L gleich sein). Identisch definiert man $V_{II}(x_1, x_2)$ und $V_{III}(x_2, x_3)$.

Der totale Wert des Leitungssystems wird durch folgende Summe ausgedrückt:

$$Z = V_I(x_0, x_1) + V_{II}(x_1, x_2) + V_{III}(x_2, x_3). \tag{5}$$

Am Anfang nimmt man an, daß die Leitung sich auf einem einzigen Sektor befindet (I) und wenn man die minimalen Kosten des I-ten Sektors

mit $f_I(x_1)$ für jeden der verpflichtenden Punkte A, B, C bezeichnet, nimmt die Gleichung von B e l l m a n (3) die Form :

$$(6) \qquad f_I(A)=V_I(L, A)=8,\ f_I(B)=V_I(L, B)=9,\ f_I(C)=V_I(L, C)=6$$

an.

Der minimale Operator fehlt, weil der Schritt null existiert nicht.

Man nimmt an, daß die Leitung aus zwei Sektoren besteht (I und II), und bezeichnet mit $f_{I,\,II}(x_2)$ die minimalen Kosten für die Sektoren I und II zusammen und für verschiedene Werte von x_2 nimmt Gleichung (3) die Formen an :

$$(7)\ f_{I,\,II}(D)=\min_{x_1=A,B,C}[V_{II}(x_1,D)+f_I(x_1)] \qquad (8)\ f_{I,\,II}(E)=\min_{x_1=A,B,C}[V_{II}(x_1, E)+f_I(x_1)].$$

Wenn x_1 folgend die Werte A, B, C annimmt und für die nichtexistierenden Verbindungen den Wert ∞ gegeben wird, folgt aus den Gleichungen (7) und (8) :

$$f_{I,II}(D)=\min(\underbrace{7+8}_{x_1=A},\ \underbrace{7+9}_{x_1=B},\ \underbrace{8+6}_{x_1=C})=15 \text{ mit } x_1=A,$$

$$f_{I,II}(E)=\min[\underbrace{8+8}_{x_1=A},\ \underbrace{6+9}_{x_1=B},\ \underbrace{8+6}_{x_1=C}]=14 \text{ mit } x_1=C.$$

Auf dem letzten Schritt wird angenommen, daß die Leitung sich über die Sektoren I, II und III ausdehnt, und dem Optimalitätssatz gemäs werden die minimalen Kosten für die Sektoren I, II und III zusammen geschrieben, x_3 nimmt die Werte C_1 und C_2 an :

$$(9) \qquad f_{I,II,III}(C_1)=\min_{x_2=D,E}[V_{III}(x_2, C_1)+f_{I,II}(x_2)],$$

$$(10) \qquad f_{I,II,III}(C_2)=\min_{x_2=D,E}[V_{III}(x_2, C_2)+f_{I,II}(x_2)].$$

Auf diesem Weise erhält man :

$$f_{I,II,III}(C_1)=\min(\underbrace{4+15}_{x_2=D},\ \underbrace{5+14}_{x_2=E}]=19 \text{ mit } x_2=D \text{ und } E,$$

$$f_{I,II,III}(C_2)=\min[\underbrace{\infty+15}_{x_2=D},\ \underbrace{6+14}_{x_2=E}]=20 \text{ mit } x_2=E.$$

Es folgt also, daß die optimale Lösung des Fassungsplatzes C_1 ist, mit zwei Linien der Magistralleitung C_1, D, A, L und C_1, E, C, L.

4. Schlußfolgerungen

Wenn man die dynamische Programmierung im deterministischen Fall angewendet wird, kann die optimale Lösung des Fassungsplatzes und die Wahl der Linie einer Leitungsmagistrale im Falle mehrerer Varianten festgestellt werden.

Die Rechnungen sind sehr vereinfacht wenn diese ausschnittliche Optimierung in einem bestimmten privilegierten Sinn geleitet wird, oder

wenn man angefangen mit einer bestimmten Phase anfängt und alles ist von den funktionellen Verhältnissen, die in dem angenommenen System, die stadiumsunabhängigen untereinander verbindet, abhängig.

Eingegangen am 13. Oktober 1984

Technische Hochschule, Jassy,
Lehrstuhl für hydrotechnische
Konstruktionen und Installationen
und
Technische Hochschule „Tr. Vuia" Timişoara
Lehrstuhl für hydrotechnische Konstruktionen

LITERATURVERZEICHNIS

1. Bellman R., Dreyfus S. E., *Programarea dinamică aplicată*, (aus engl. übersetzt). Ed. Tehn., Buc., 1967.
2. Creţu Gh,. *Optimizarea sistemelor de gospodărire a apelor*. Ed. Facla, Timişoara, 1980.
3. Jura C., *Optimizarea captărilor de apă din rîuri pentru folosinţe multiple*. Nat. Symp. Aktuelle Probleme in Wasserwirtschaft, Timişoara, 1982.
4. Kaufmann A., *Metode şi modele ale cercetării operaţionale*, (aus franz. übersetzt). Ed. şt., Buc., 1967.
5. Măcriş A., Dumitru V., *Aplicaţii ale cercetării operaţionale*. Ed. Acad. R.S.R., Buc., 1972.
6. Sărbu I., *Consideraţii privind optimizarea aducţiunilor sub presiune*. Nat. Symp. Aktuelle Probleme in Wasserwirtschaft, Timişoara, 1982.

OPTIMIZAREA AMPLASAMENTULUI CAPTĂRII ŞI A TRASEULUI UNEI MAGISTRALE DE ADUCŢIUNE CU AJUTORUL PROGRAMĂRII DINAMICE

(Rezumat)

Se propune o metodă pentru stabilirea soluţiei optime de amplasare a captării şi de alegere a traseului unei magistrale de aducţiune în cazul mai multor variante posibile, prin optimizarea secvenţională în caz determinist.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 624.2

PROGRAMME DE CALCUL HYDRAULIQUE DES PONCEAUX À PROFIL RECTANGULAIRE

PAR

VICTOR ZAVATI, VALENTIN HOGEA et AMEDEO MITROI

1. Introduction

Dans les travaux des ponts et chaussées et des chemins de fer on emploie couramment, pour l'écoulement des débits d'eau faibles, d'une part et d'autre des terrassements, des ponceaux tubulaires.

La section transversale des ponceaux tubulaires peut présenter différentes formes, les plus fréquentes étants celles circulaires ou rectangulaires. Les ponceaux sont exécutés en tuyaux préfabriqués ou coulés monolithe.

Le calcul hydraulique des ponceaux tubulaires s'effectue en considérant le régime d'écoulement à niveau d'eau libre et la pente longitudinale du ponceau égale à la pente critique.

Notre travail a pour objet le cas des ponceaux à section rectangulaire.

La détermination des débouchés des ponceaux dallés à section rectangulaire reposant sur l'emploi direct des formules, établies à cet égard, nécessite une série d'essais et une quantité relativement grande de calculs.

Dans des ouvrages antérieures [1] et [2] on a présenté un procédé original de calcul basé sur l'élaboration des graphiques permettant le calcul des dimensions hydrauliques des ponceaux rectangulaires en fonction du débit du courant d'eau et des vitesses admissibles.

2. Le procedé de calcul

Pour augmenter le degré de précision du calcul des dimensions, la simplification des calculs, la diminution du temps de travail et l'obtention de la section optimum du point de vue hydraulique (section minimum pour un débit Q donné) on a elaboré, dans le langage FORTRAN IV, le programme pour le calcul numérique automatique, basé sur le pro édé de calcul suivant (fig. 1) :

1. On impose le rapport entre la hauteur et la largeur du tuyau

$$m = \frac{A}{B} = 1 \ldots 1{,}5, \tag{1}$$

les limites de celui-ci étant celles qui assurent un écoulement optimal.

2. On impose le degré de remplissage

$$S_0 = \frac{H_0}{A} \leqslant 0{,}9 \tag{2}$$

pour assurer l'écoulement libre non immergé sous le ponceau, où

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}. \tag{3}$$

On utilise la relation critique

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\varepsilon^2 \omega_{cr}^3}{B_{cr}}, \tag{4}$$

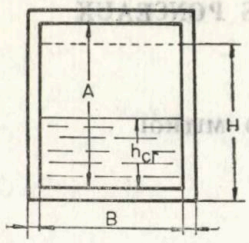


Fig. 1

avec : Q—le débit de calcul, ε—coefficient de contraction latérale (0,7 ; 0,8 ; 0,9) ; ω_{cr}—la surface de la section d'écoulement du tuyau, pour $h = h_{cr}$; B_{cr}—la largeur du courant égale à B, la largeur du tuyau rectangulaire.

Dans la relation critique on effectue les substitutions suivantes :

$$\omega_{cr} = Bh_{cr} = \frac{A}{m} h_{cr}, \tag{5}$$

$$B_{cr} = B = \frac{A}{m}. \tag{6}$$

On connait, à partir du calcul des déversoirs à senil largeur, la relation:

$$h_{cr} = KH_0 = KS_0 A, \tag{7}$$

où

$$K = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2}, \tag{8}$$

φ étant le coefficient de vitesse (=1 ; 0,8 ; 0,7); donc

$$\omega_{cr} = \frac{A^2 K S_0}{m}. \tag{9}$$

À la suite de ces substitutions on obtient la relation critique de la forme

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\varepsilon^2 K^3 S_0^3 A^5}{m^2}, \tag{10}$$

d'oú résulte l'expression de calcul de la hauteur du tuyau :

$$A = \sqrt[5]{\frac{\alpha Q^2 m^2}{g \varepsilon^2 K^3 S_0^3}}. \tag{11}$$

La valeur de la hauteur A etant connue, on détermine la largeur du ponceau à l'aide de la relation (1).

Dans la fig. 2 est donné le schéma logique du programme, avec les précision ci-dessous concernant la signification des notation et la tehnique de calcul :

$M_1 = 3$ indique la limite maximum de variation des variantes pour ε.
$M_2 = 4$ indique la limite maximum de variation des variantes pour φ.
$M_3 = 11$ indique la limite maximum de variation des variantes pour S_0.

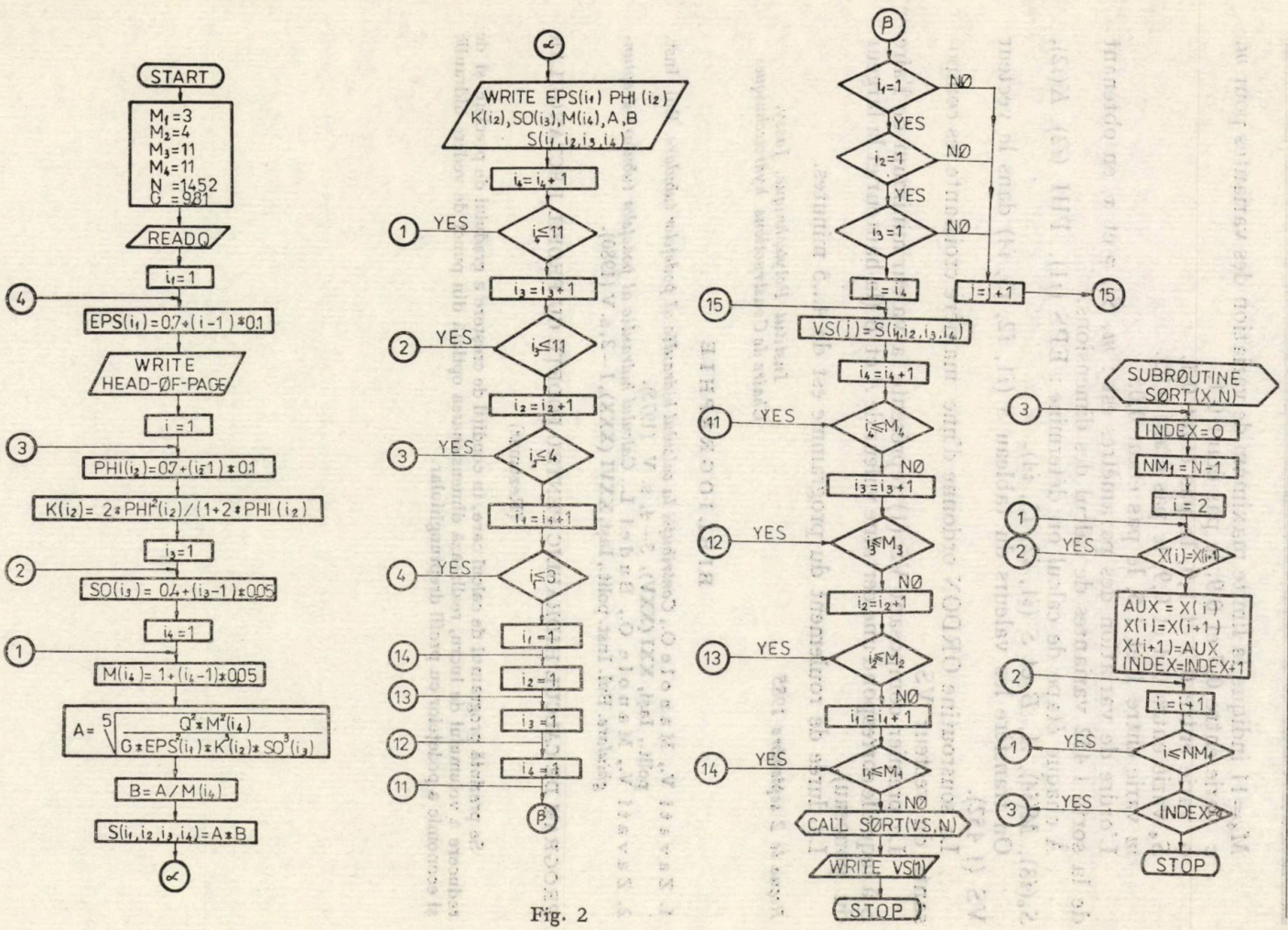

START
M1=3
M2=4
M3=11
M4=11
N =1452
G =981
READ Q
i1=1
EPS(i1)=0.7+(i-1)*0.1
WRITE HEAD-OF-PAGE
i=1
PHI(i2)=0.7+(i2-1)*0.1
K(i2)= 2*PHI²(i2)/(1+2*PHI(i2))
i3=1
SO(i3)= 0.4+(i3-1)*0.05
i4=1
M(i4)= 1+(i4-1)*0.05
A= 5√(Q²*M²(i4) / G*EPS³(i1)*K³(i2)*SO³(i3))
B=A/M(i4)
S(i1,i2,i3,i4)=A*B
WRITE EPS(i1) PHI(i2) K(i2),SO(i3),M(i4),A,B S(i1,i2,i3,i4)
i4=i4+1
i4≤11
i3=i3+1
i3≤11
i2=i2+1
i2≤4
i1=i1+1
i1≤3
i1=1
i2=1
i3=1
i4=1
i1=1
i2=1
i3=1
j=i4
j=j+1
VS(j)=S(i1,i2,i3,i4)
i4=i4+1
i4≤M4
i3=i3+1
i3≤M3
i2=i2+1
i2≤M2
i1=i1+1
i1≤M1
CALL SØRT(VS,N)
WRITE VS(1)
STOP
SUBRØUTINE SØRT(X,N)
INDEX=0
NM1=N-1
i=2
X(i)<X(i-1)
AUX=X(i)
X(i)=X(i+1)
X(i+1)=AUX
INDEX=INDEX+1
i=i+1
i≤NM1
INDEX≠0
STOP
YES
NØ

Fig. 2

M_4=11 indique la limite maximum de variation des variantes pour m.
ε varie entre 0,7 et 0,9, le pas étant 0,1.
φ varie entre 0,7 et 1,0, le pas étant 0,1.
S_0 varie entre 0,4 et 0,9, le pas étant 0,05.
m varie entre 1 et 1,5, le pas étant 0,05.

L'ordre de variation des paramètres est : m, S_0, φ et α, en obtenant de la sorte 1 452 variantes de calcul des dimensions.

À chaque étape de calcul on détermine : EPS ($i1$), PHI ($i2$), $K(i2)$, $S_0(i3)$, $M(i4)$, A, B et S ($i1$, $i2$, $i3$, $i4$).

On transfère les valeurs du tableau S ($i1$, $i2$, $i3$, $i4$) dans le vecteur VS (1 452).

La sousroutine ORDON ordonne d'une manière croissante les composants du vecteur VS.

Le premier composant VS (1) représente la valeur minimum de l'aire S à lequelle correspond une certaine valeur de A et B (la hauteur et la largeur du ponceau).

La durée de roulement du programme est de 4...5 minutes.

Reçue le 2 septembre 1985

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Constructions hydrotechniques

BIBLIOGRAPHIE

1. Zavati V., Manole O., *Contribuții la calculul hidraulic al podețelor tubulare*. Bul. Inst. polit., Iași, **XXI (XXV)**, *3—4*, s. V (1975).
2. Zavati V., Manole O., Budei L., *Calculul hidraulic al podețelor tubulare dreptunghiulare*. Bul. Inst. polit., Iași, **XXVI (XXX)**, *1—2*, s. V (1980).

PROGRAM DE CALCUL HIDRAULIC PENTRU PODEȚE CU PROFIL RECTANGULAR

(Rezumat)

Se prezintă programul de calcul care, în condiții de creștere a gradului de precizie și de reducere a volumului de lucru, realizează dimensionarea optimă din punct de vedere hidraulic și economic a podețelor cu profil dreptunghiular.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C. 626.8

A MORE COMPLETE FORM FOR CELERITY RELATION

BY

DAN LOGHIN

1. Introduction

The necessity of this study is given by the fact that in the manufacture of transport pipes for irrigation systems easely deformable materials are used, such as : polythene, polyvinil chloride a.s.o., in which the neglect of deformability leads to errors cumulated in time which may be rather significant in the case of variable fast steady movement.

2. Celerity Relation

Two control areas, plane and imobile in space are considered : $S_1(t)$ and $S_2(t)$, and the mass continuity principle for the volume contained between them in the assumption of a sudden and full valve closing at the pipe end. A control range, D, forms between the two surfaces.

The mass continuity equation is expressed by writing that the mass entered whithin Δt interval through $S_1(t)$ has accumulated in the place emptied by the liquid compression, and by volume increase following the pipe wall deformation:

$$M_e = M_c + M_d, \tag{1}$$

where : M_e — mass entered into D within Δt interval through $S_1(t)$ due to mass flux ; M_c — mass entered into the place emptied by liquid compression (within Δt interval) ; M_d — mass entered within Δt into the place emptied by the pipe wall deformation (Fig. 1).

The hypotesis $a=c$ is assumed. In Fig. 1 *b* the additional volume free as a consequence of the mechanical expansion of the pipe is double-shaded.

The equation (1) terms are calculated as follows :

$$M_e = \rho Q \Delta t = \rho v A \Delta t, \tag{2}$$

$$M_c = (\rho \Delta W)_{t=\Delta t}, \tag{3}$$

in which : ΔW — control volume differential, corresponding to a pressure variation $\tilde{p} = p(\Delta t) - p(0)$, $\Delta W = -\beta W \tilde{p} = -\beta [c \Delta t (A + \Delta A)] \tilde{p}$, resulting

$$M_c = -(\rho + \Delta\rho) \beta c \Delta t (A + \Delta A) \tilde{p}. \; M_d = -(\rho \Delta W)_{t=\Delta t} \tag{4}$$

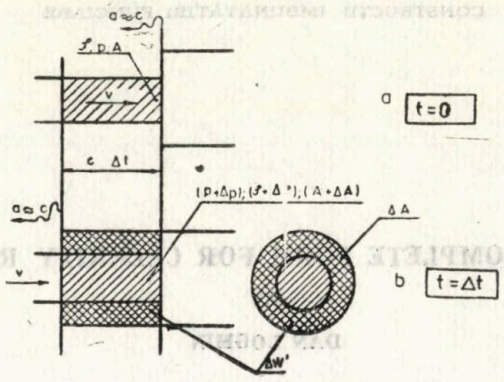


Fig. 1.— Sketch for demonstrating the celerity expression.

in which the minus sign has the physical significance of void creation : ΔW—control volume variation due to pipe deformation within $[0, \Delta t]$ interval.

From Fig. 1 it is seen that the truth of the following relations is proven :

$$\Delta W' = l\,\Delta A = c\,\Delta t\,\Delta A \text{ and } \Delta A = \pi[(D+\Delta D)/2]\Delta D/2 \approx \pi D\,\Delta D/2,$$

so that

$$\Delta W' = ct\pi D\,\Delta D/2 \text{ and } M_d = -\rho c\,\Delta t\pi d\,\Delta D/2.$$

The mass continuity equation is written replacing the symbols with the expressions calculated from Eqs. (2) ... (4):

$$\rho v A\Delta t = (\rho+\Delta\rho)\beta l\,\Delta t(A+\Delta A)\tilde{p} - \rho l\,\Delta t\pi D\,\Delta D/2,$$

from which, after dividing by $\rho\,\Delta T$ it results :

$$vA = (1+\Delta\rho/\rho)\beta c(A+\Delta A)\tilde{p} - c\pi D\,\Delta D/2. \tag{5}$$

In order to find out what ΔD equals to, H o o k e's law and the boiler formula are applied.

Taking into accou it the previously adopted conventions, the boiler formula may be written as :

$$\Delta D = \frac{\tilde{p}D^2}{2eE_c}, \tag{6}$$

in whi h : ΔD—diameter elongation ; e—pipe wall thickness ; E_c—cubic elasticity modulus for pi e material (it may be taken from Table 1).

Introducing (6) in (5) and overlooking $\Delta\rho/\rho$, which is very small, it results:

$$vA - \beta c(\Delta A + A)\tilde{p} - c\pi D0{,}5(\tilde{p}D^2)/(2eE_c) = 0.$$

Dividing by pipe cross-sectional area, $A = \pi D^2/4$, it results :

(7) $$v=\beta c(1+\Delta A/A)\tilde{p}-cD\tilde{p}/(eE_c)=0.$$

J u k o v s k i's equation is considered, which, in this case of sudden and full valve closing ($\tilde{v}=v_{af}-v_b=-v_b$) becomes :

$$\tilde{p}=\rho c v_b=-\rho c\tilde{v},$$

in which : $\tilde{p}$ — wave pressure effect ; $\tilde{v}$ — velocity effect ; v_b — velocity before wave travel ; v_{af} — velocity after wave travel.

The relation takes the form

$$v=\beta c^2\rho v+\beta c^2\rho v\Delta A/A+c^2D(eE_c)^{-1}\rho v$$

from which it results :

(8) $$c=(\rho\beta)^{-1/2}[1+\Delta A/A+\varepsilon D/(eE_c)]^{-1/2}.$$

It is seen that the celerity value is given by the product of sound velocity in the circulated fluid and a correction factor which takes into account the pipe and circulated fluid characteristics.

The correction factor, included in the term $\Delta A/A$, as well, in many cases (polythene, thin steel) is not negligible (s. Table 1).

Table 1 (after [1])

Pipe-wall material	Polythene	PVC	Steel
$<E_c> = P_a$	2×10^9	3×10^9	2.1×10^{11}

3. Numerical Exemple*)

In the case of a PVC pipe ($E_c=3.10^9$) with $D=2.54\times10^{-2}$ and wall thickness $e=3\times10^{-3}$ whithin water flows at 20°C ($\rho=10^3$; $\beta=5\times10^{-10}$; $\varepsilon=2\times10^9$), for a wave pressure effect of $\tilde{p}=5\times10^5$, it will correspond an error of $\varepsilon_c\%=0.010627$ in the celerity calculation by the classic formula ; this error is considerable in the calculation by the effect superposition method [2] because it modifies the physical wave superposition moments.

4. Conclusions

Applying E u l e r's theorem for steady state movement in gravity field, an additional term ($\Delta A/A$) appeared at the denominator of the well known calculation formula for celerity, term which cannot be overlooked in numerous usual cases in practice (polyvinil chloride, polythene, etc.).

Received, February 18, 1985

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydraulics ans Land Reclamat ion

---

1) All the measuring units for the physical magnitudes are expressed in the International Units System.

REFERENCES

1 Лямаев Б. Ф., Небольшин Г. П., Недлюбов В. А., *Стационарные и Переходные процессы в сложных гидросистемах*. Машстройиздат, Ленинград, 1978.
2. Loghin D., Leu D., Popescu Şt., Toma S., Nicolau M., *Contributions to Water-Hammer Analysis in Water Pipeline Networks*. Bul. Inst. polit., Iaşi, **XXVII (XXXI)**, *1—4*, s. VI (1981).
3. Loghin D., *Hidraulică şi maşini hidraulice — Hidraulica*. Inst. polit., Iaşi, 1984.

O FORMĂ MAI COMPLETĂ PENTRU RELAŢIA CELERITĂŢII

(Rezumat)

Metoda de calcul la şocul hidraulic a suprapunerii efectelor, folosită cu formula clasică a vitezei undei în mediul fluid respectiv, în conducte din anumite materiale cu o largă răspîndire în tehnica irigaţiilor, cum este cazul policlorurii de vinil, al polietilenei şi chiar al oţelului subţire, conduce la erori însemnate în ceea ce priveşte vitezele undelor faţă de pereţii conductei. Aceste diferenţe de viteze pot modifica variaţia presiunilor din conductă în timp.

Se stabileşte o expresie mai exactă a celerităţii, în care termenul de corecţie al vitezei mai are un membru care ţine seama de elasticitatea materialului conductei, ceea ce elimină deficienţa semnalată anterior şi prezintă o importanţă majoră în proiectarea protecţiei la şocul hidraulic.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXI (XXXV), Fasc. 1—4, 1985
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 633

LA CAPACITÉ DE QUELQUES CULTURES SUCCESSIVES DE VALORIFIER L'EAU ET LES ENGRAIS

PAR

CHIRIL POPESCU et JEAN PATRAŞ

1. Introduction

Les cultures successives représentent une manière importante d'augmenter la production, spécialement pour les terrains irrigués. C'est ainsi qu'au sud du pays on peut obtenir au maïs 8...9 t/ha grains, au tournesol 2,5...2,9 t/ha, au soya 1,6...2,5 t/ha, à l'haricot 1,3...2,0 t/ha etc. [2]. À ces cultures on réalise des grandes récoltes si elles ont un rythme rapide de développement dans les conditions climatiques de la zone, si elles trouvent l'eau et les éléments nutritifs nécessaires et si elles sont résistantes aux maladies, etc.

Dans ce qui suit on effectue une étude comparative concernant la manière dans laquelle cinq espèces fourragères semées en été valorifient l'eau et les engrais chimiques. Ces cinq espèces fourragères ont été semées après le seigle d'automne et vesce commune + avoine de printemps.

2. Méthode de travail

L'expérience a été organisée pendant la période 1973 ... 1976 sur un terrain irrigué, dans la dépression Jijia—Bahlui à S.C.A. Podu Iloaiei, département de Jassy, sur un chernozem dégradé, avec 3 ... 4% humus, 0,17 ... 0,20% azote total, 0,12 ... 0,14% phosphore total.

La température moyenne annuelle de cette zone est de 8,97°C et la somme des précipitations 517,6 mm. Les années 1973 et 1976 ont eu, pendant l'été, la température près de la moyenne normale et ont été relativement des étés de sécheresse. En outre, les années 1974 et 1975 ont eu les étés humides, mais l'été de 1974 a été frais tandis que celle de 1975, chaud. En général, les deux premières années ont présenté des meilleures conditions de végétation pour les cultures successives.

On a étudié trois facteurs, à savoir :

A. La culture principale : a_1) seigle d'automne récolté en vert ; a_2) vesce commune + avoine de printemps récolté en vert

B. Niveau de fertilisation ; b_1) $N_{80}P_{40}$; b_2) $N_{120}P_{60}$; b_3) $N_{160}P_{80}$.

C. Cultures successives : 1° Après seigle : c_1) Sorgho × Sudan ; c_2) sudan grass ; c_3) maïs récolté en vert ; c_4) maïs en silage. 2° Après vesce commune + avoine : c_1) betterave fourragère ; c_2) Sudan grass ; c_3) maïs récolté en vert ; c_4) maïs en silage.

On a employé les variantes et les hybrides recommandés en cette zone (Moldavie) et la préparation du terrain et l'ensemencement ont été effectuées pendant 2...3 jours après qu'on a récolté la culture principale. Pour la détermination de la composition chimique de la récolte ont été employées des méthodes d'analyse utilisées dans les laboratoires d'agrochimie. Pour pouvoir établir la capacité de valorifier l'eau et les engrais aux cinq cultures successives on a calculé la valeur énergétique de la récolte [3], [4] en considérant pour les glucides 3 700 cal/g, pour les substances protéïques 5 567 cal/g et pour les lipides 9 300 cal/g [5]. On a considéré que l'eau consommée par l'évapotranspiration provient des précipitations tombées pendant la période de végétation et de l'eau utilisée par l'irrigation et la réserve initiale d'eau du sol de laquelle on a soustrait la réserve finale.

3. Les résultats obtenus et leurs interprétation

En effectuant des recherches sur la production obtenue pendant la période 1973 ... 1976, aux cultures successives (Tableau 1), on constate

Tableau 1

La production de quelques cultures successives

Culture principale	L'année de l'expérimentation	Matière sèche, [kg/ha]					
		$N_{80}P_{40}$	$N_{120}P_{60}$	$N_{160}P_{80}$	$N_{80}P_{40}$	$N_{120}P_{60}$	$N_{160}P_{80}$
		Sorgho × Sudan-grass			Sudan grass		
Seigle d'automne	1973	11 436	11 873	12 218	9 267	9 694	8 968
	1974	21 998	22 548	22 834	20 818	18 005	18 005
	1975	7 824	7 893	8 583	7 150	10 090	7 568
	1976	5 174	3 933	5 979	7 103	7 334	7 943
	Moyenne 1973...1976	11 608	11 561	12 403	11 084	11 280	10 621
		Maïs fourrage			Maïs en silage		
Seigle d'automne	1973	10 664	11 230	11 125	11 734	12 540	13 345
	1974	13 022	10 524	13 176	17 323	19 738	19 738
	1975	8 755	9 692	9 651	9 659	11 177	12 051
	1976	7 573	9 043	9 023	9 153	9 912	10 418
	Moyenne 1973...1976	10 003	10 122	10 743	11 967	13 341	13 888
		Betterave fourragère			Sudan-grass		
Vesce + avoine de printemps	1973	8 072*)	8 418*)	8 326*)	7 158	7 319	7 319
	1974	3 321	4 050	4 642	18 154	18 990	18 220
	1975	3 562	3 663	3 726	8 578	10 778	9 700
	1976	3 337	3 652	3 810	6 009	7 101	6 996
	Moyenne 1974...1976	3 406	3 788	4 053	9 974	11 047	10 558
		Maïs fourrage			Maïs en silage		
Vesce + avoine de printemps	1973	10 439	11 027	11 132	13 046	12 892	12 386
	1974	12 434	12 610	11 840	11 568	11 615	12 624
	1975	9 425	10 139	10 916	9 912	11 500	11 223
	1976	9 997	10 139	10 424	9 869	10 444	11 134
	Moyenne 1973...1976	10 573	10 978	11 078	11 098	11 612	11 841

*) Sorgho × Sudan-grass

qu'on a enregistré les plus grandes récoltes au maïs en silage qui atteint en moyenne, pour quatre années, 13 888 kg/ha substance sèche, tandis que les plus petites récoltes ont été obtenues à la betterave fourragère (3 406 kg/ha).

En étudiant l'effet des engrais avec azote et phosphore on a constaté que dans les conditions dans lesquelles on a expérimenté, sur un sol avec une bonne fertilité, le dosage de 80 ... 120 kg/ha N et 40 ... 60 kg/ha P_2O_5 obtient, dans la plupart des cas, des importantes augmentations de la récolte et que les doses plus grandes ne sont pas économiques.

Pour une plus juste appréciation de l'effet des engrais on a déterminé aussi la composition chimique de la récolte en remarquant les évidentes différences qui existent surtout entre la betterave fourragère et les graminées. On a observé en même temps une augmentation de la quantité des substances protéïques sous l'influence des engrais, surtout à Sudan-grass.

Tableau 2

La valeur énergétique de la récolte de quelques cultures successives

Culture principale	L'année de l'expérimentation	Mcal/ha					
		$N_{80}P_{40}$	$N_{120}P_{60}$	$N_{160}P_{80}$	$N_{80}P_{40}$	$N_{120}P_{0}$	$N_{160}P_{80}$
		Sorgho × Sudan-grass			Sudan-grass		
Seigle d'automne	1973	41 672	43 320	44 605	34 647	35 689	33 269
	1974	80 159	82 270	83 364	77 835	66 287	66 794
	1975	28 510	28 799	31 334	26 733	37 147	28 076
	1976	18 853	21 647	21 828	26 557	27 001	29 466
	Moyenne 1973...1976	42 298	44 009	45 282	41 443	41 531	39 401
		Maïs fourrage			Maïs en silage		
Seigle d'automne	1973	39 008	40 968	40 512	43 567	46 806	50 022
	1974	47 634	38 390	47 981	64 125	73 673	73 985
	1975	32 026	35 356	35 144	35 755	41 718	45 110
	1976	27 722	32 988	32 858	33 882	36 997	40 274
	Moyenne 1973...1976	36 597	36925	39 123	44 332	49 798	52 347
		Betterave fourragère			Sudan-grass		
Vesce + avoine de printemps	1973	30 324*)	30 715*)	30 614*)	26 146	26 706	26 825
	1974	11 889	14 494	16 580	66 310	69 291	66 780
	1975	12 752	13 110	13 307	31 336	39 326	35 552
	1976	11 946	13 069	13 612	21 949	25 910	25 641
	Moyenne 1973...1976	12 195	13 557	14 499	36435	40 308	38 699
		Maïs fourrage			Maïs en silage		
Vesce + avoine de printemps	1973	37 826	39 969	40 264	47 735	47 462	45 790
	1974	45 054	45 707	42 825	42 327	42 761	46 670
	1975	34 151	36 750	39 483	38 267	42 337	41 491
	1976	36 224	36 749	37 704	36 111	38 449	41 161
	Moyenne 1973...1976	38 313	39 793	40 069	41 110	42 752	43 778

*) Sorgho × Sudan-grass.

Tableau 3

La capacité de quelques cultures successives de valorifier l'eau

Culture principale	L'année de l'expérimentation	kcal/m³ de l'eau					
		$N_{80}P_{40}$	$N_{120}P_{80}$	$N_{160}P_{80}$	$N_{80}P_{40}$	$N_{120}P_{80}$	$N_{160}P_{80}$
		Sorgho × Sudan-grass			Sudan-grass		
Seigle d'automne	1973	13 534	14 070	14 487	11 253	11 591	10 805
	1974	18 210	18 689	18 938	17 682	15 058	15 174
	1975	6 699	6 767	7 362	6 281	8 728	6 597
	1976	5 471	6 282	6 334	7 363	7 486	8 169
	Moyenne 1973...1976	11 229	11 639	11 894	10 644	10 715	10 186
		Maïs fourrage			Maïs en silage		
Seigle d'automne	1973	12 669	13 306	13 158	14 150	15 202	16 246
	1974	10 081	8 125	10 155	13 571	15 592	15 658
	1975	7 260	8 015	7 967	8 106	9 458	10 227
	1976	7 686	9 146	9 108	8 992	9 819	10 688
	Moyenne 1973...1976	9 424	9 648	10 097	11 204	12 517	13 204
		Betterave fourragère			Sudan-grass		
Vesce + avoine de printemps	1973	12 232*)	12 390*)	12 349*)	10 547	10 773	10 821
	1974	3 564	4 345	4 970	17 464	18 249	17 588
	1975	4 256	4 376	4 442	10 459	13 826	11 866
	1976	2 912	3 186	3 318	6 172	7 286	7 211
	Moyenne 1974...1976	3 577	3 969	4 243	11 160	12 358	11 871
		Maïs fourrage			Maïs en silage		
Vesce + avoine de printemps	1973	15 259	16 123	16 242	19 256	19 146	19 471
	1974	11 866	12 038	11 279	11 147	11 262	12 291
	1975	11 102	11 947	12 836	12 441	13 764	13 489
	1976	10 187	10 334	10 603	10 155	10 812	11 575
	Moyenne 1973...1976	12 103	12 610	12 740	13 249	13 746	13 956

*) Sorgho × Sudan-grass.

En calculant la valeur énergétique de la récolte aux cultures successives (Tableau 2) on a enregistré des valeurs moyennes entre 12 195 Mcal/ha au betterave fourragère, à la plus petite dose d'engrais et 52 347 Mcal/ha au maïs en silage avec la dose de $N_{160}P_{180}$. En général les données de ce tableau représentent des valeurs comparables qui témoignent mieux l'effet de la plante antérieure et l'effet des engrais sur des divers cultures successives.

Des cinq cultures avec lesquelles on a expérimenté, on a obtenu les meilleures productions au maïs en silage, sur la deuxième place se situe le hybride Sorgho × Sudan, puis le Sudan-grass, le maïs récolté en vert et sur la dernière place, la betterave fourragère.

Des deux cultures antérieures la plus indiquée est le seigle d'automne pour le maïs en silage, pour le hybride Sorgho ×Sudan et Sudan grass, et le vesce commune + avoine de printemps pour le maïs récolté en vert.

En calculant le rapport entre la valeur énergétique de la récolte et l'eau consommée par l'évapotranspiration on a pu connaître la productivité de l'eau ou l'indice de l'efficience de la valorification de l'eau (Tableau 3). Les données de ce tableau montrent que le maïs en silage valorifie mieux l'eau, en accumulant dans ses parties aeriennes, en moyenne, jusqu'à 13 956 Mcal pour 1 m^3 eau. Sur la deuxième place se situe l'hybride Sorgho × Sudan, puis le Sudan-grass, le maïs récolté en vert et la betterave fourragère avec 3 577 ... 4 243 Mcal/m^3 eau.

Tableau 4

La capacité de quelques cultures successives de valorifier les engrais

Culture principale	L'année de l'experimentation	Mcal/kg substance active					
		$N_{80}P_{40}$	$N_{120}P_{80}$	$N_{160}P_{80}$	$N_{80}P_{40}$	$N_{120}P_{80}$	$N_{160}P_{80}$
		Sorgho × Sudan-grass			Sudan-grass		
Seigle d'automne	1973	3 473	2 407	1 858	2 887	1 983	1 386
	1974	6 680	4 571	3 473	6 486	3 683	2 783
	1975	2 376	1 600	1 306	2 228	2 064	1 170
	1976	1 571	1 203	909	2 213	1 500	1 228
	Moyenne 1973...1976	3 525	2 449	1 887	3 453	2 307	1 642
		Maïs fourage			Maïs en silage		
Seigle d'automne	1973	3 251	2 276	1 688	3 631	2 600	2 084
	1974	3 969	2 133	1 999	5 344	4 093	3 083
	1975	2 669	1 964	1 464	2 979	2 318	1 879
	1976	2 310	1 833	1 369	2 823	2 055	1 678
	Moyenne 1973...1976	3 050	2 051	1 630	3 694	2 766	2 181
		Betterave fourragère			Sudan grass		
Vesce + Avoine de printemps	1973	2 527*)	1 706*)	1 275*)	2 179	1 484	1 118
	1974	991	805	690	5 526	3 849	2 782
	1975	1 063	728	554	2 611	2 185	1 481
	1976	996	726	567	1 829	1 439	1 068
	Moyenne 1974...1976	1 016	753	604	3 036	2 239	1 612
		Maïs fourrage			Maïs en silage		
Vesce + avoine de printemps	1973	3 152	2 220	1 678	3 978	2 637	1 908
	1974	3 754	2 539	1 784	3 527	2 376	1 944
	1975	2 846	2 042	1 645	3 189	2 352	1 729
	1976	3 019	2 042	1 571	3 009	2 136	1 715
	Moyenne 1973...1976	3 193	2 211	1 669	3 426	2 375	1 824

*) Sorgho × Sudan-grass.

Les cultures semées après vesce commune + avoine de printemps ont mieux valorifié l'eau que celles qui ont suivi après le seigle d'automne. On considère que cet aspect est du au fait que ces cultures ont été semées 20 ... 30 jours plus tard, quand le vesce commune + avoine est déjà récolté, et donc les cultures successives ont poussé beaucoup plus pendant les mois

d'automne quand la température est plus réduite et l'évapotranspiration aussi. Donc, pendant cette période les plantes sont obligées de consommer plus économiquement l'eau, spécialement la betterave fourragère et le maïs en silage.

En rapportant la valeur énergétique de la récolte à la quantité des engrais appliqués (substance active) on a obtenu les données du Tableau 4 qui montrent que la dose de $N_{80}P_{40}$ est plus économique que celles plus grandes. Du point de vue de la capacité de valorifier les engrais les espèces se situent dans l'ordre qu'on a mentionnée ci dessus. Le seigle d'automne est adéquat comme plante antérieure pour l'hybride Sorgho × Sudan, pour le maïs en silage et pour Sudan grass et le maïs récolté en vert valorifie mieux les engrais après vesce commune + avoine de printemps.

4. Conclusions

1. Dans la partie du sud de la dépression Jijia—Bahlui les cultures fourragères semées pendant l'été, après seigle d'automne et vesce commune + avoine de printemps, ont produit en moyenne pour quatre années, jusqu'à 13 888 kg/ha substance sèche.

2. En déterminant la composition chimique du fourrage et en calculant la valeur énergétique de la récolte et la productivité de l'eau, on constate que le maïs en silage valorifie mieux l'eau, puis l'hybride Sorgho × Sudan grass, le maïs récolté en vert et sur la dernière place se situe la betterave fourragère.

3. Les cultures qui suivent après vesce commune + avoine de printemps valorifient mieux l'eau que ceux semées après seigle d'automne.

4. L'augmentation de la dose des engrais de 80 à 160 kg/ha N et de 40 à 80 kg/ha P_2O_5 a réduit la consommation d'eau spécialement au maïs en silage et à la betterave fourragère.

5. En calculant la valeur énergétique de la récolte pour un kg d'engrais (substance active) on constate que le maïs en silage valorifie le mieux les engrais et les autres cultures se situent dans l'ordre mentionnée ci-dessus.

6. Des doses des engrais plus grandes de $N_{80}P_{40}$ sont moins économiques.

Reçue le 4 décembre 1984

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Pédologie et Lutte contre l'érosion

BIBLIOGRAPHIE

1. Patraş J., *Contribuţii la stabilirea bazei furajere prin folosirea culturilor succesive în condiţii de irigare în depresiunea Jijia-Bahlui.* Thèse de doctorat, Inst. Agron., Jassy, 1984.
2. Picu I., *Tehnologia culturilor succesive.* Cereale şi plante tehnice, 5 (1984).
3. Popescu C., *Eficienţa îngrăşămintelor aplicate la cîteva culturi agricole.* An. şt. Univ. „Al. I. Cuza", Iaşi, s. III, XIV (1968).
4. Popescu C., *Determinarea valorificării apei de irigaţie de către unele plante de cultură.* Cerc. agron. în Moldova, 3 (1979).
5. Zamfirescu N., *Bazele biologice ale producţiei vegetale.* Ed. Ceres, Bucureşti, 1977.

CAPACITATEA CÎTORVA CULTURI SUCCESIVE DE A VALORIFICA APA ȘI ÎNGRĂȘĂMINTELE

(Rezumat)

În partea sudică a depresiunii Jijia—Bahlui, culturile furajere, semănate vara, au produs pînă la 13 888 kg/ha substanță uscată.

Dintre speciile cu care s-a experimentat au valorilficat bine apa și îngrășămintele porumbul siloz, apoi hibridul Sorg × Sudan, iarba de Sudan, porumbul masă verde și pe ultimul loc se situează sfecla furajeră. Culturile care urmează după borceag de primăvară valorifică mai bine apa decît cele semănate după secară de toamnă.

Dozele de îngrășăminte mai mari de $N_{80}P_{40}$ sînt mai puțin economice.

Tipărit sub comanda 258
la Întreprinderea Poligrafică Iași
Str. 7 Noiembrie 49

ICPROM

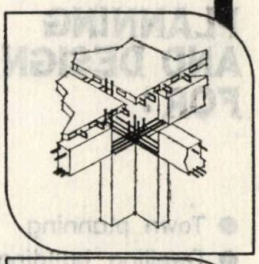
ELABOREAZA:

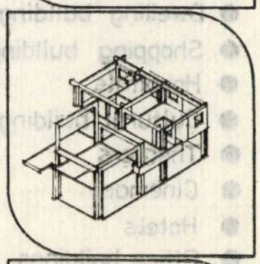
PROIECTE TIP ŞI DOCUMENTAŢII DE INVESTIŢII

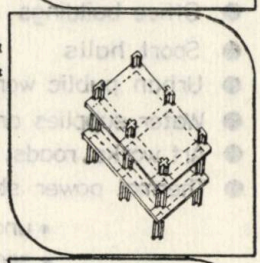
- sistematizarea localităţilor
- construcţia de oraşe
- ansambluri urbane
- clădiri de locuit
- complexe comerciale
- construcţii pentru sánátate
- centre culturale
- case de cultură
- teatre
- cinematografe
- complexe hoteliere şi turistice
- clădiri administrative
- mobilier urban
- complexe sportive

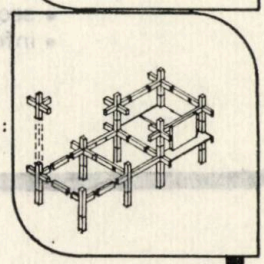
SOCIAL CULTURALE

- instalaţii şi echipamente tehnico-sanitare şi edilitare
- alimentări cu apă şi canalizări
- construcţii inginereşti, drumuri, poduri, rezervoare, etc.
- instalaţii pentru producerea energiei termice, utilizînd :
  - surse neconvenţionale
  - resurse energetice secundare
  - combustibili inferiori







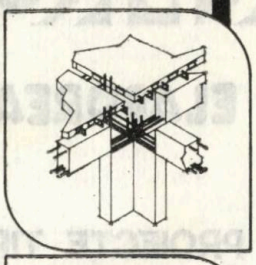


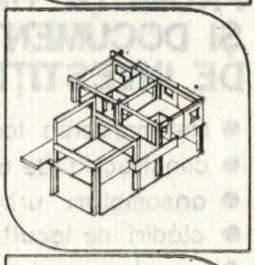
ICPROM

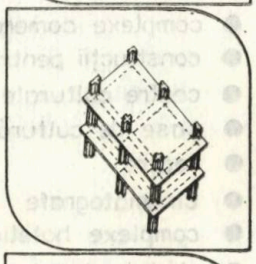
ELABORATES :

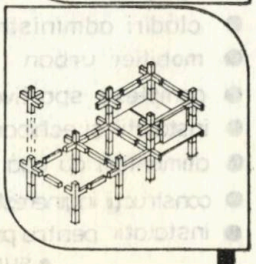
PLANNING AND DESIGN FOR :

- Town planning
- Dwelling buildings
- Shopping buildings
- Hospitals
- Cultural buildings
- Theaters
- Cinemas
- Hotels
- Office buildings
- Sport halls
- Urban public works
- Water supplies and sewage systems
- Art works, roads, bridges, tanks, etc.
- Thermal power stations using :
  - unconventional sources
  - secondary energy sources
  - inferior coals









1997 FEB 2

40822